

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع...../2020

Mémoire de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation
implanté à Sétif : Contreventement mixte.**

Nom et Prénom de l'étudiant :
GHERBIA Abderrahim

Encadreur : Attache Salima

Année universitaire : 2019 - 2020

Dédicace

Je tiens à dédier ce modeste travail à :

Ma très chère mère et mon très cher père qui veillent sans cesse sur moi avec leurs prières et leurs recommandations, que Dieu le tout puissant les protèges et les gardes.

Mes chers frères ;

Ma chère sœur ;

A mon défunt grand-père **EL-Hadj Said**, que dieux repose son âme ❤️ ;

Toute ma famille Gherbia ;

Mes collègues et mes meilleurs amis avec lesquels j'ai partagé les haines et joies tout au long de mon cursus et à qui je porte les plus beaux souvenirs :

A toute la promotion 2020.

Abderrahim

Remerciements

A titre personnel, je remercie Dieu tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Je remercie mon encadreur de mémoire madame Attache Salima pour le suivi et l'aide et le soutien moral.

Et tous ceux qui nous tendu leurs bras d'aide pour réaliser ce modeste travail.

Tous les enseignants de département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

Je remercie tous ceux qui n'ont pas hésité à nous aider

☞ SOMMAIRE ☞

Introduction Général

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

	Page.
I.1. Introduction générale	3
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	3
I.3. Eléments constituant la construction.....	3
I.4. Hypothèses de calcul	4
I.5. Règles de calcul.....	4
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux	5
I.7. Les actions et sollicitation.....	9

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II .1. Pré-dimensionnement des éléments.....	11
II.1.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	11
II.1.3. Pré dimensionnement des éléments principaux.....	15
II.1.4. Evaluation des charges permanentes et surcharges.....	18
II.2. Descente des charges sur poteaux.....	23

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III. Introduction	33
III. Etude des planchers.....	33
III. Etude de l'acrotère	43
III. Etude d'escalier	49
III. Etude de balcon.....	62

Chapitre IV : I. Etude sismique

IV.1. Introduction	68
IV.2. Objectif de l'étude dynamique.....	68
IV.3. Méthode Du Calcul.....	68
IV.4. Calcul Des Actions Sismique.....	69
IV.5. Analyse de la structure Initiale.....	70
IV.6. Distribution Des Forces Sismique	77
IV.7. Calcul Des Actions Sismiques (Selon Méthode Statique Equivalente).....	78
IV.8. Distribution Résultat Des Forces Sismique.....	82
IV.9. Les Vérifications.....	83
IV.10. Conclusion.....	89

II. Etude du vent

IV.1 : Introduction.....	90
IV.2 : Application de RNV 99.....	90

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

V.1. Introduction.....	110
V.2. Combinaisons d'actions.....	110
V.3. Etude des poutres.....	110
V.4. Etude des Poteaux.....	120
V.5. Etude des voiles.....	131

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

VI.1. Introduction	140
VI.2. Etude de sol.....	140
VI.3. Choix du type de fondation.....	140
VI.4. Calcul le Radier	141
VI.5. Etude de débord du radier.....	150
VI.6. Etude de la nervure.....	152
VI .7. LONGRINE.....	158

Conclusion Général

LISTE DES FIGURES

Chapitre II :

	Pré Dimensionnement Eléments :	
Figure1	Schéma Acrotère.....	11
Figure2	Schéma Planché Cours Creux.....	13
Figure3	Schéma D'escalier.....	13
Figure4	Poutre Principale.....	16
Figure5	Poutre Secondaire.....	16
Figure6	Poteau.....	17
Figure7	Voile.....	18
Figure8	Plancher Terrasse.....	19
Figure9	Planches Etage.....	19
Figure10	Paillasse	21
Figure11	Palier.....	21
Figure12	Murs.....	22
Figure13..15	Surface Affèrent Sur Poteau.....	23

Chapitre III :

Etude des éléments secondaires

Figure.2.1	Type Planches.....	34
Figure.2.2	Ferraillage Planches.....	43
Figure.3.1	Schéma Statique Acrotère.....	45
Figure.3.2	Section Ferraillage Acrotère.....	45
Figure.3.3	Schéma Ferraillage Acrotère.....	48
Figure.4.1	Schéma De Volée.....	49
Figure.4.2	Schéma Statique D'escalier.....	50
Figure.4.3	Diagramme M Et T.....	51
Figure.4.4	Section D'escalier.....	51
Figure.4.5	Schéma Ferraillage D'escalier.....	56
Figure.4.6	Charge Poutre Palier.....	57
Figure.4.7	Diagramme M.....	58
Figure.4.8	Schéma Ferraillage Poutre Palier.....	61
Figure.5.1	Schéma Statique De Balcon.....	62
Figure.5.2	Section Ferraillage Balcon.....	63
Figure.5.3	Schéma Ferraillage Balcon Terrasse.....	66
Figure.5.4	Schéma Ferraillage Balcon Etage.....	66

Chapitre IV :

Etude Dynamique :

Figure.1	Spectre de calcul.....	70
Figure.2	Vue en plan de la structure.....	71
Figure.3	1ère Variet De Voiles.....	73
Figure.4	1 Ere Mode De Vibration.....	73
Figure.5	2 Eme Mode De Vibration.....	74
Figure.6	2 Eme Variet De Voiles.....	75
Figure.7	1 Ere Mode De Vibration.....	75
Figure.8	2 Eme Mode De Vibration.....	76
Figure.9	3 Eme Mode De Vibration	76
Figure.10	Action du vent.....	91
Figure.11	Légende pour les parois verticales	93
Figure.12	Valeur Cp sur les parois verticales.....	93
Figure.13	Légende pour les toitures plates.....	94
Figure.14	Valeur Cp sur les parois verticales.....	103

Chapitre V :

Ferraillage Des Eléments Structuraux :

Figure.3.1	Ferraillage Des Poutres Principales.....	119
Figure.3.2	Ferraillage Des Poutres Secondaire.....	119
Figure.4.1	Section de poteau.....	127
Figure.4.2	Schémas de ferraillage des poteaux.....	130
Figure.5.1	Ferraillage Des Voiles.....	139

Chapitre VI :

Etude De L'infrastructure :

Figure.1	Schéma radier.....	146
Figure.2	Schéma isostatique est sollicitation les barder.....	151
Figure.3	Ferraillage globale radié.....	152
Figure.4	Sollicitation des nervures XX a ELU.....	153
Figure.5	Sollicitation des nervures XX a ELS.....	154
Figure.6	Sollicitation des nervures YY a ELU.....	154
Figure.7	Sollicitation des nervures YY a ELS.....	155
Figure.8	Ferraillage de nervure XX.....	157
Figure.9	Ferraillage de nervure YY.....	157
Figure.10	Résultats de l'effort normal.....	158
Figure.11	Ferraillage de LONGRINE.....	159

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II :

Pré Dimensionnement Eléments :

Tableau.1	Les sections des poutres.....	17
Tableau.2	Charges acrotère.....	19
Tableau.3	Charges plancher terrasse.....	19
Tableau.4	Charges plancher étage.....	20
Tableau.5	Charges balcon terrasse.....	20
Tableau.6	Charges balcon étage.....	20
Tableau.7	Charges paillasse.....	21
Tableau.8	Charges palier.....	21
Tableau.9	Charge mur extérieur.....	22
Tableau.10	Descente charges sur poteau.....	23
Tableau.11	Descente charges sur poteau.....	25
Tableau.12	Descente charges sur poteau.....	28

Chapitre III :

Etude des éléments secondaires :

Tableau.2.1	Les charge "P" à L'ELU et L'ELS.....	34
Tableau.2.2	Etude de poutrelle type 1.....	36
Tableau.2.3	Etude de poutrelle type 2.....	36
Tableau.2.4	Etude de poutrelle type 3.....	37
Tableau.4.1	Combinaison des charges.....	50
Tableau.4.2	Moments et Effort Tranchant.....	50
Tableau.4.3	Caractéristiques géométriques et mécaniques.....	51
Tableau.4.4	Calcul de la section des armatures.....	52
Tableau.4.5	Vérification de la contrainte.....	52
Tableau.4.6	Armatures de Longitudinales.....	52
Tableau.4.7	Armatures de répartitions.....	53
Tableau.4.8	Moments et Effort Tranchants.....	58
Tableau.4.9	Armatures longitudinal.....	58
Tableau.4.10	Vérification de la contrainte.....	58
Tableau.4.11	Armatures Longitudinale choisi.....	59
Tableau.5.1	Sollicitations sur balcon.....	62
Tableau.5.2	les combinaisons.....	63

Chapitre IV :

Etude Dynamique :

Tableau.1	Valeur des P_q	72
Tableau.2	Périodes et factures da participation massique modale 1.....	73
Tableau.3	Périodes et factures da participation massique modale 2.....	75
Tableau.4	L'effort réduire sur poteau et voile.....	77
Tableau.5	Coefficient A.....	78
Tableau.6	Valeur de ξ (%).....	79
Tableau.7	Le poids total de structure.....	81
Tableau.8	Le déplacement des aux force sismique XX.....	84
Tableau.9	Le déplacement des aux force sismique YY.....	84
Tableau.10	Vérification (P- Δ) sens XX.....	85
Tableau.11	Vérification (P- Δ) sens YY.....	85
Tableau.12	Les moments renversements XX.....	86
Tableau.13	Les moments renversements YY.....	86
Tableau.14	Caractéristique massique.....	88
Tableau.15	L'excentricité accidentelle.....	89

Tableau.16	valeur de la pression dynamique de référence	90
Tableau.17	Coefficients de topographie	90
Tableau.18	Pression dynamique q_{dyn} sens 1	92
Tableau.19	Valeurs des C_{pe} sur parois plate	93
Tableau.20	Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate	94
Tableau.21	la pression due au vent (q) du parois vertical $C_{pi}=0.8$	96
Tableau.22	la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi}=0.8$	96
Tableau.23	la pression due au vent (q) du parois vertical $C_{pi}= -0.5$	98
Tableau.24	la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi}= -0.5$	98
Tableau.25	Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = 0.8$	100
Tableau.26	Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = -0.5$	101
Tableau.27	pression dynamique q_{dyn} sens Y-Y	102
Tableau.28	Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate	103
Tableau.29	Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate	103
Tableau.30	la pression due au vent (q) du paroi vertical $C_{pi}=0.8$	105
Tableau.31	la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi}=0.8$	105
Tableau.32	la pression due au vent (q) du paroi vertical $C_{pi}= - 0.5$	106
Tableau.33	la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi}= -0.5$	107
Tableau.34	Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = -0.8$	108
Tableau.35	Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = -0.8$	109

Chapitre V :

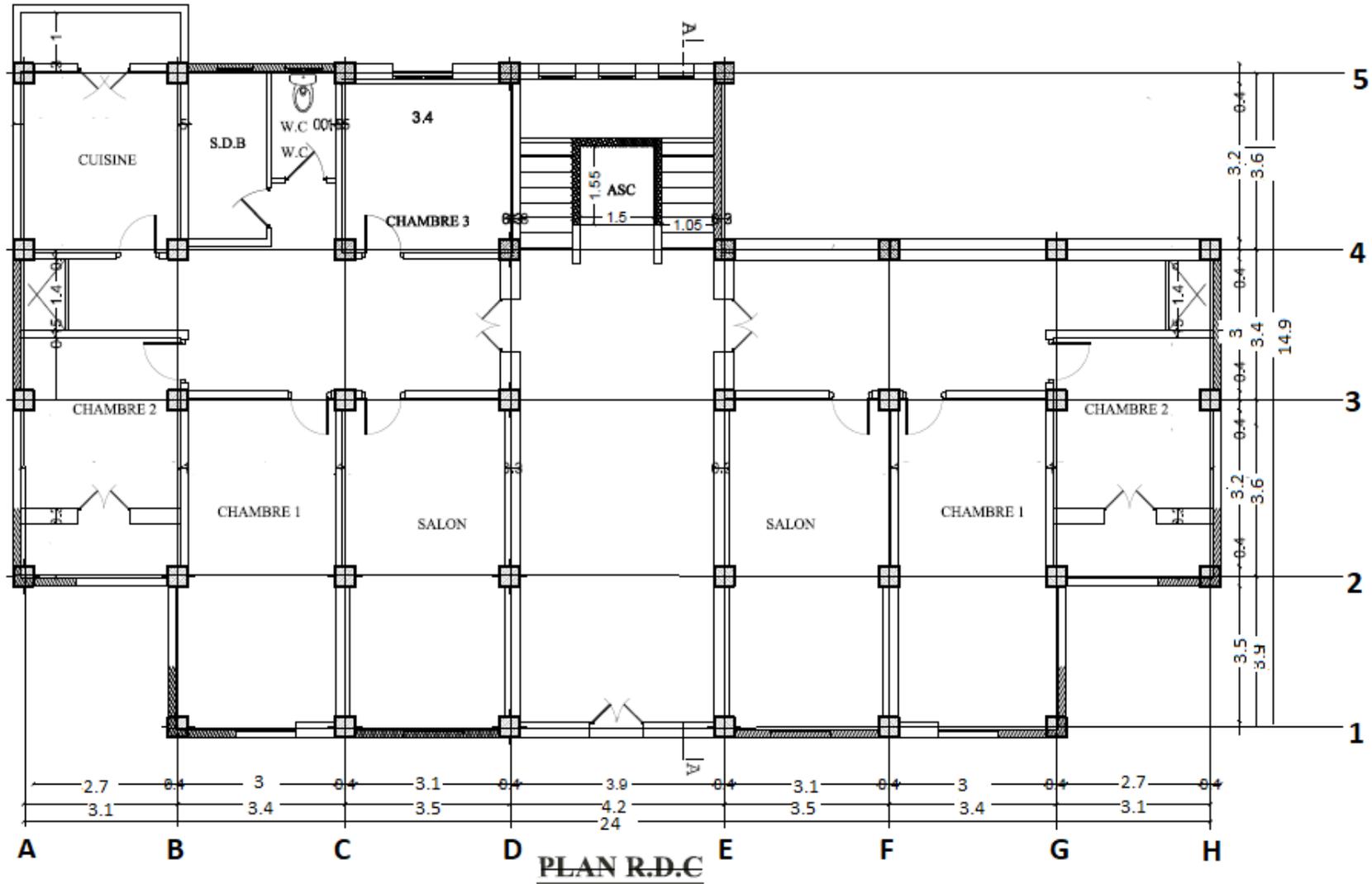
Ferraillage Des Eléments Structuraux :

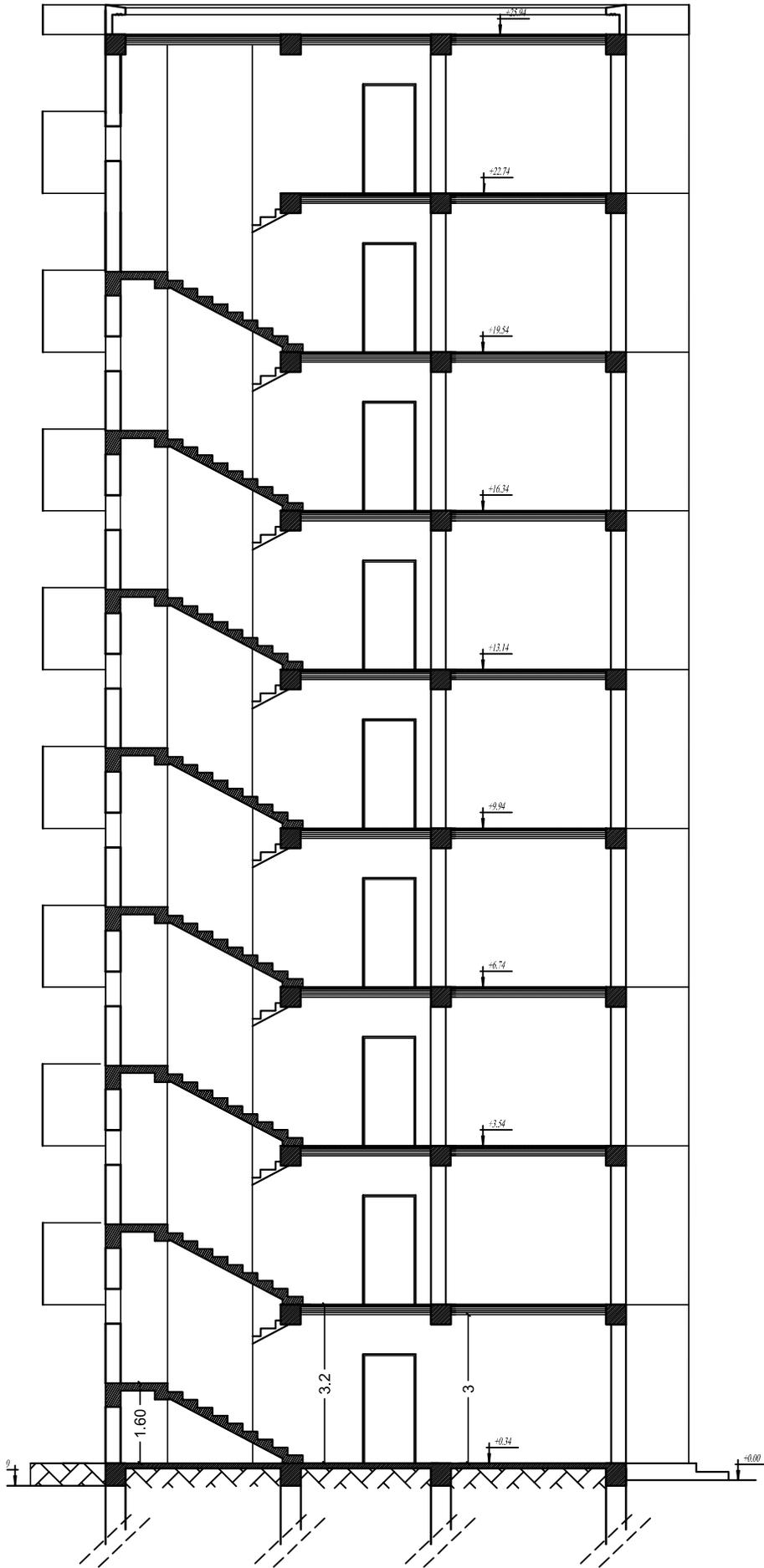
Tableau.3.1	Coefficient de sécurité et caractéristique mécanique.....	112
Tableau.3.2	Récapitulatif poutre principale.....	113
Tableau.3.3	Récapitulatif poutre secondaire.....	116
Tableau.3.4	Les choisit de section.....	118
Tableau.4.1	Les sollicitations des poteaux pour chaque combinaison.....	122
Tableau.4.2	Les choisit des sections.....	126
Tableau.4.3	Résultat ferraillage de Poteau.....	130
Tableau.5.1	Calcul des armatures à la flexion composée.....	137
Tableau.5.2	Ferraillage Des voiles.....	138

Chapitre VI :

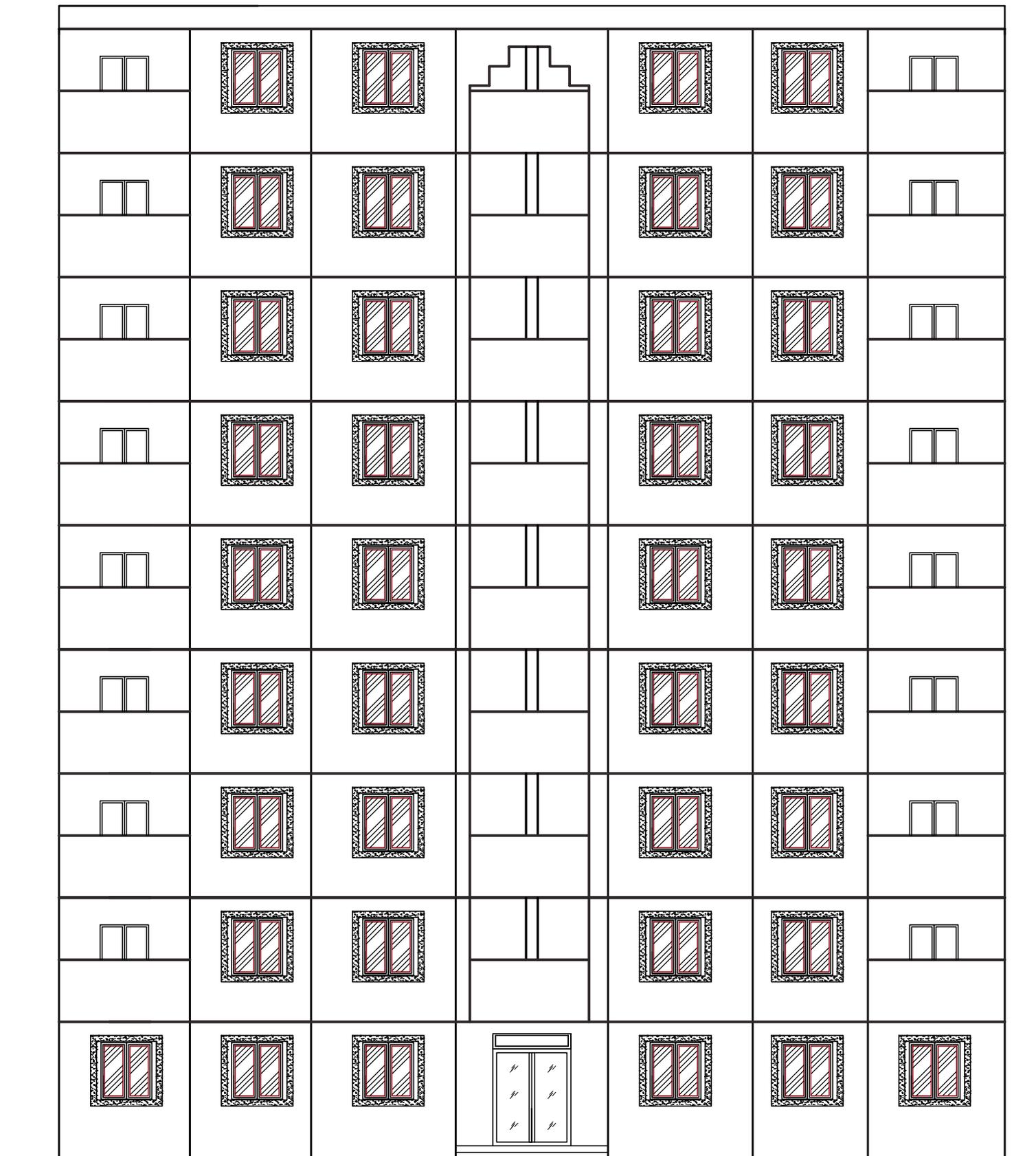
Etude De L'infrastructure :

Tableau.1	Centre de gravité du radier.....	146
Tableau.2	Les contraintes du radier.....	146
Tableau.3	Les charges appliquées sur le radier.....	147
Tableau.4	Calcul des armatures du radier à l'ELU.....	149
Tableau.5	Calcul des armatures du radier à l'ELS.....	150
Tableau.6	Calcul des armatures du débordement radier.....	151
Tableau.7	Ferraillage de nervure à L' ELU.....	155
Tableau.8	Ferraillage de nervure à L' ELS.....	155
Tableau.9	RPA 99 (révisé 2003).....	158





COUPE A-A



FACADE PRINCIPALE

INTRODUCTION

Jusqu'à nos jours, des constructeurs et des ingénieurs en génie civil sont censé investir tout leur savoir-faire dans l'étude et la conception des d'ouvrages.

Continuent leurs recherches dans le domaine de la construction afin d'aboutir à des méthodes de calcul précises tout en tenant compte des différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité, assurer la durabilité et le confort.

Les constatations faites dans le monde après les séismes, ont montré que les structures à base de portiques doivent supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs. En revanche, il à été constaté que de nombreux bâtiment en béton armé à contreventement mixte ont bien résisté sans endommagement exagéré.

Pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux règlements parasismiques et les règlements en vigueur.

Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation (R+8) implanté à Sétif classée selon RPA comme une zone(IIa) de moyenne sismicité. Le système de contreventement dans cette structure est assuré par des voiles et des portiques, en utilisant le logiciel de calcul par élément fini « ROBOT ». Le travail a été partagé en deux parties principales :

- ❖ La première partie est l'étude de la superstructure, et qui regroupe essentiellement cinq chapitres.
 - Généralités sur les matériaux utilisés.
 - Pré dimensionnement des éléments.
 - Calcul des éléments secondaires.
 - Etude dynamique de la structure.
 - Ferrailage des éléments structuraux.

- ❖ La deuxième partie est l'étude de l'infrastructure, et qui consiste à choisir sur la base du rapport géotechnique le type de fondation pour la structure, puis la calculer.

CHAPITRE I

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments porteurs de la structure

I.2. Présentation de L'ouvrage :

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment **R+8** à usage d'habitation au groupe d'usage 2. Cet ouvrage est implanté dans la wilaya de **Sétif** qui est classée comme zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**) selon le RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003). Le site est considéré comme un site meuble de catégorie S3.

➤ Caractéristiques géométriques et architecturales du bâtiment :

Longueur	24.2 m
Largeur	15.5 m
Hauteur RDC	3.06 m
Hauteur étage courant	3.06 m
Hauteur totale du bâtiment	27.54 m

I.3. Eléments constituant la construction :

a) Les planchers :

La plancher du bâtiment, sont constitués d'une dalle de compression et des corps creux, le plancher terrasse comporte en plus une étanchéité multicouche et une couche de béton de forme en pente 2% pour l'assainissement des eaux pluviales.

b) La terrasse :

Le type de la terrasse est : terrasse inaccessible.

c) L'acrotère :

C'est un élément en béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm.

d) Les escaliers :

Ce sont des éléments, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

e) Les balcons : Les balcons sont réalisés en dalle pleine.**f) La maçonnerie :** Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois d'épaisseur 10 et 15 cm, séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10 cm.

I.4. Hypothèse de calcul :

Dans cette étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865$ Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195$ Mpa.
- Limite élastique de l'acier : $f_e = 400$ MPa

I.5. Règles de calcul :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- BAEL 91 (béton armé aux états limites).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

I.6. Les Caractéristiques des matériaux :**6.1 .1 Béton :**

Le béton est un mélange d'agrégat (gravillons, sable), de liants(ciment) et d'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et un bon comportement après durcissement. Le dosage en ciment varie entre 300-

400Kg/m³ de béton mis en œuvre. Au-dessous de 300Kg/m³, les règles **BAEL91** ne sont plus applicables.

6.1.2. Les composants du béton :

La composition courante d'un mètre cube de béton est la suivante :

- ✓ 350 kg/m³ de ciment de CPJ pour la superstructure et 370kg/m³ de CRS pour l'infrastructure
- ✓ 400 L/m³ de sable DS <5 mm
- ✓ 800 L/m³ de gravillon 5 mm < D_g < 25 mm
- ✓ 175 L/m³ d'eau de gâchage.

6.1.3 Résistance du béton à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$: **BAEL91 (Article A.2.1.11)**

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$: **BAEL91 (Article A.2.1.11)**

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour l'étude de notre projet, on prendra : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$.

6.1.4 Résistance à la traction f_{tj} : **BAEL91 (Article A.1.2.12)**

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ donc $f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$

6.1.5 Modules de déformation longitudinale du béton : **BAEL91 (A.2.1.2)**

E_{ij} : Le module de déformation longitudinale instantanée de béton.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{F_{cj}} \text{ (MPa)}$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{F_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 31820,93 \text{ MPa}$$

E_{vj} : Le module de déformation longitudinale différée de béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{F_{cj}} \text{ (MPa)}$$

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{F_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.8 \text{ MPa}$$

6.1.6. Coefficient de Poisson : BAEL91 (A.2.1.3)

On appelle coefficient de poisson le rapport : $\nu = \frac{\Delta t / t}{\Delta L / L}$

À l'ELU : $\nu=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (pour le béton non fissuré)

À l'ELS : $\nu=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton fissuré).

6.1.7. Contraintes limites :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

- **Etat limite ultime ELU :**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- ✓ Etat limite de l'équilibre statique.
- ✓ Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- ✓ Etat limite de stabilité de forme : flambement.

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15: \text{cas des combinaisons accidentelles} \\ 1.5: \text{les autres cas} \end{cases}$$

$$f_{bu} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa: action courantes} \\ 18.5 \text{ MPa: action accidentelles} \end{cases}$$

0,85 = coefficient réducteur

Contrainte limite de cisaillement : elle dépend du type de fissuration (armatures transversales).

- ✓ Fissuration peu nuisible: $\tau_u = \min(0.13 f_{cj}, 4 \text{ MPa})$
- ✓ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable: $\tau_u = \min(0.1 f_{cj}, 3 \text{ MPa})$

- ✓ Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors

$$\tau_u \leq \min(0.18f_{cj}, 5.5 \text{ MPa})$$
- ✓ Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90° , la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.
- ✓ Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante: $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

V_u = effort tranchant ultime de calcul

b_0 = largeur de la pièce

d = hauteur de la pièce

- **Etat limite de service ELS :**

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_b^- = 0.6 f_{c28}$$

Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$

$$\Rightarrow \sigma_b^- = 15\text{MPa}$$

6.2. L'acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e . Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à: $E_s = 200000$ MPa.

6.2.1 Contrainte limite de l'acier :

- **Contrainte à ELU :**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant :

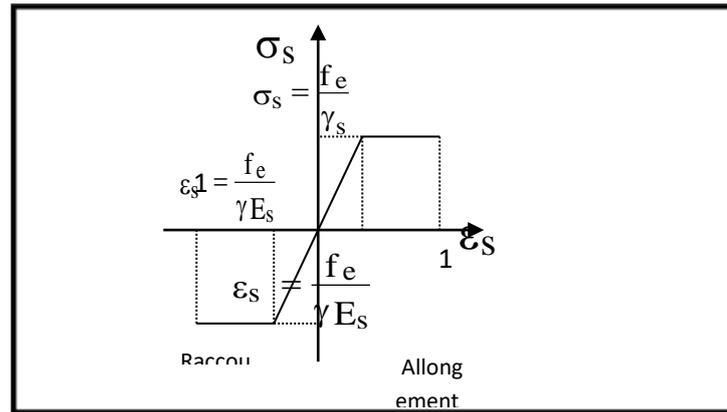


Figure 2 : Diagramme déformation-contrainte de l'acier.

Avec :

f_e : limite élastique de l'acier.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\epsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E}$

σ_s : Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{en cas de situations durables ou transitoires.} \\ 1.00 & \text{en cas de situations accidentelles.} \end{cases}$

- **Contrainte à ELS :**

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

- ✓ **Fissuration peu nuisible :** (cas des éléments situés dans des clois ou des locaux ouverts). Dans ce cas il n'y a aucune vérification à effectuer concernant $\bar{\sigma}_s$.
- ✓ **Fissuration préjudiciable :** $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3f_e ; 110\eta)$ (MPa)
- ✓ **Fissuration très préjudiciable :** $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2f_e ; 90\eta)$ (MPa)

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta=1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

I.7. Les actions et sollicitations :

I.7.1 Les actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- . Des charges permanentes,
- . Des charges d'exploitations,
- . Des charges climatiques.

- **Les actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

- **Les actions variables (Q) :**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température

- **Les actions accidentelles (E) :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs...etc.).

I.7.2 Les Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant), et les moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées les calculs sont conduits suivant des méthodes scientifiques appuyées sur des données expérimentales.

- **Les combinaisons d'action : selon RPA99 (Article V.5.2)**

Les combinaisons d'action à considérer sont :

- Situations durables : $\begin{cases} ELU: 1.35 \times G + 1.5 \times Q + W \\ ELS: G + Q + W \end{cases}$
- Situations accidentelles : $\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8 \times G \mp E \end{cases}$

CHAPITRE II

II.1. Pré dimensionnement

II.1.1. Introduction:

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99V2003 et du BAEL91. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

- La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → poutrelles →planchers →poutres →poteaux →fondations
→ sol.

II.1.2. Prédimensionnements des éléments secondaires :

II.1.2.1. L'ACROTÈRE :

L'acrotère se compte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

- L'effet normal dû à son poids propre G.
- La surface horizontale due à la main courant.

❖ Dimensionnement :

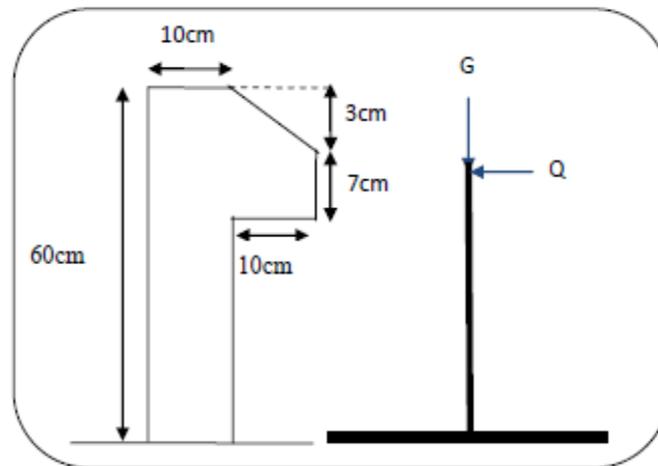


Figure 1. Schéma de l'acrotère

$$ST = (0.1 \times 0.6) + [(0.03 \times 0.10) / 2] + 0.07 \times 0.10 = 0.0685 \text{ m}^2$$

✓ Charge:

G1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$G1 = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN}$$

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 2000 = 12 \text{ daN/ml}$$

Le poids propre $G = G_1 + G_2 = 171.25 + 12 = 183.25$ daN/ml

$$G = 183.25 \text{ daN/ml}$$

✓ **Les Surcharge d'exploitation :**

D'après D.T.R.B.C.2.2.

"Q" Force horizontal solliciter l'acrotère due à la main courante est 100 daN/m.

$Q \times 1m = 100$ daN/ml (Pour une terrasse inaccessible).

$$Q = 100 \text{ daN/ml}$$

II.1.2.2. LES PLANCHERS :

☒ Planchers à Corps Creux :

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le BAEL 91 (art B.6.8, 423).

- Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424).

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour les quelles le rapport h/L est au moins égal à $1/22,5$.

L : est la plus grande portée parallèle au poutrelles ($L = 3.9$ m).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 17.33 \text{ cm.}$$

Soit $h_t = 20$ cm (16+4).

- Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

-Soit $b_0 = 12$ cm.

-Le hourdis choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de longueur 55 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left(\begin{array}{l} \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \rightarrow cv \\ \frac{L}{10} = \frac{390}{10} = 39 \text{ cm} \rightarrow cv \end{array} \right)$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27.5$ cm.

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 12 \quad \Longrightarrow \quad b = 65 \text{ cm}$$

Soit $b = 65$ cm

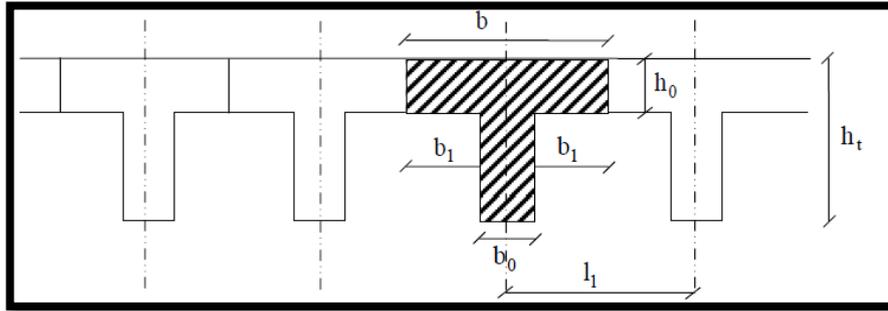


Figure .2. Schéma d'un plancher creux

II.1.2.3. Balcons:

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il y a un seul type de balcon.

- ✓ une dalle pleine encastrée dans un seul côté et libre dans les autres côtés.

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition suivante :

$$e \geq L/20 + 7 \Rightarrow \text{on a : } L = 1.00\text{m}$$

$e \geq 5 \text{ cm}$ On prend une épaisseur de : 10cm.

II.1.2.4. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place.

Dimensionnement :

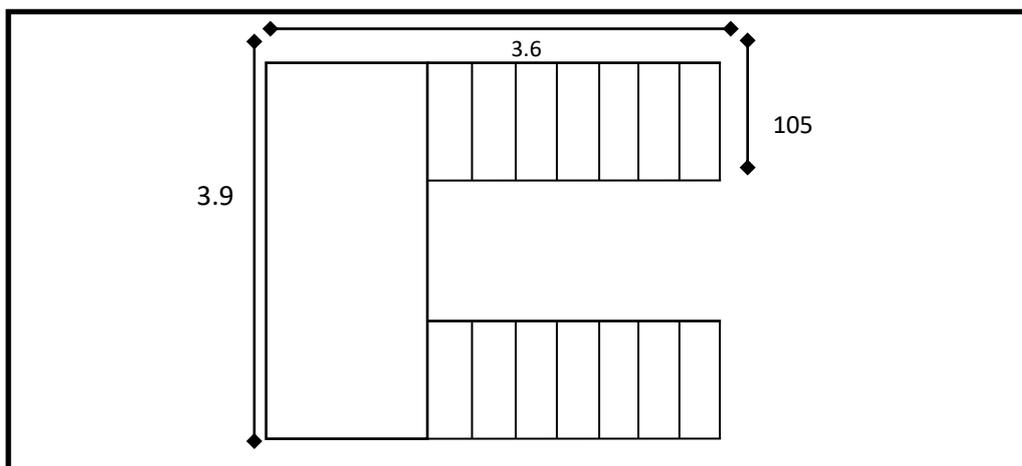


Figure .3. Schéma d'escaliers

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contres marches (H), on utilise généralement la formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$

Avec :

h : hauteur de la contre marche varie entre 14 à 20 cm.

g : largeur de marche (giron) de 24 à 32cm.

Pratiquement:

La hauteur h : $14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$

Au prend : $h=17\text{cm}$ et $g = 30\text{cm}$.

Donc: $59 \leq g+2h \leq 66$

Le nombre de contre marche:

- * Hauteur d'étage: $H= 306$ cm.
- * Dimension de giron: $24\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm} \Rightarrow g = 30\text{cm}$
- * Hauteur de la contre marche: $16\text{cm} \leq h \leq 20$ cm $\Rightarrow h = 17\text{cm}$
- * Nombre de contre marches

- Le nombre des marches : $n = \frac{H/2}{h}$

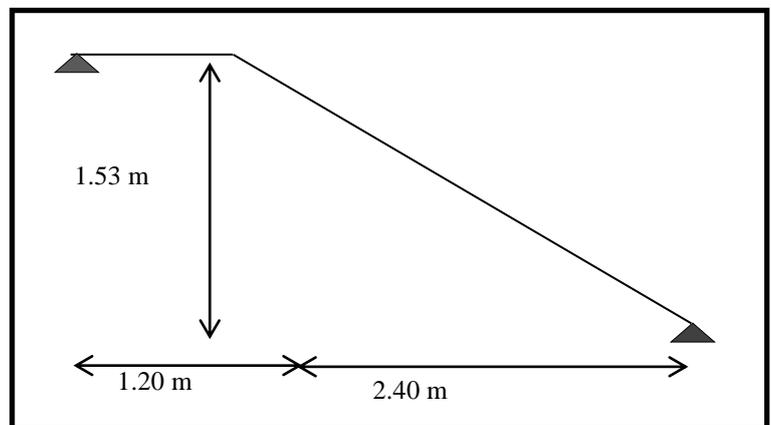
$$n = \frac{306/2}{17} = 9$$

- Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

En assimilant la paillasse à une dalle appuyée sur deux côtés.

$$D'où : e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \cdot L_{\max}$$

$$L = L' + L_{\text{palier}}$$



$$L' = \sqrt{H^2 + Lpa^2} = \sqrt{153^2 + 240^2} = 284.62 \text{ cm}$$

$$L = L' + L_{\text{palier}} = 284.62 + 120 = 404.62 \text{ cm}$$

Donc $L_{\max} = 404.62$ cm

$$e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) 404.62 = (13.49 \div 20.23)$$

Soit $e = 15$ cm.

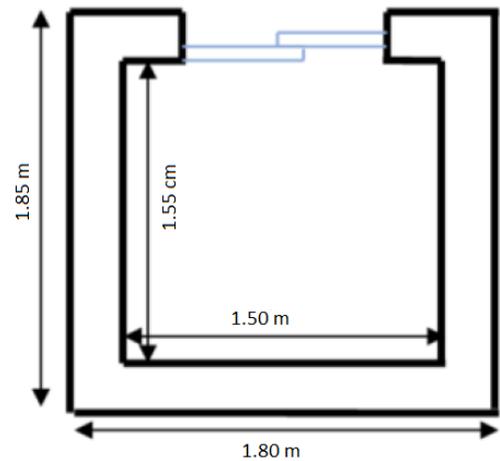
II.1.2.5. Etude de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a $L_x = 1.55$ et $L_y = 1.50$

$$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{155}{20} = 7.55 \text{ cm}$$

en prend $e = 15 \text{ cm}$



II.1.3. Pré dimensionnement des éléments principaux:

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes:

- ✓ Condition du BAEL 83.
- ✓ Condition du RPA99/V2003.

II.1.3.1. Pré dimensionnement des Poutres :

A. Poutre principale [p.p]:

☒ Règle empirique :

$$h = \left[\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right] L_{max}$$

L_{max} : la plus grand portée $L_{max} = 4.20m$

$$h = \left[\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right] 420 = (0.06 \div 0.1) 420 \text{ cm}$$

$$h = (26.25 \div 42) \text{ cm}$$

- On prend: $h = 40 \text{ cm}$

La largeur de la poutre suivant cette condition: $b = (0.3 \div 0.4)h$

$$b = (0.3 \div 0.4) 40 = (12 \div 16) \text{ cm}$$

- ✓ On prend: $b = 35 \text{ cm}$
- ✓ Condition du RPA 99: Zone sismique IIa

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après:

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & c. v \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & c. v \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \text{ cm} \Rightarrow \frac{40}{35} = 1.14 \leq 4.0 \text{ cm} & c. v \end{cases}$$

Tous les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres principale (P.P) est: $(35 \times 40) \text{ cm}^2$

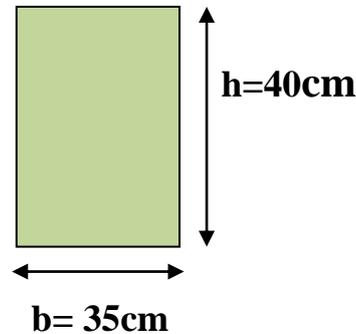


Figure .4. Poutre principale

B. Poutres secondaires [P.S]:

☒ Règle empirique

$$\bullet \quad h = \left[\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right] L_{max}$$

L_{max} : la plus grand portée $L_{max} = 3.90 \text{ m}$

$$h = \left[\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right] 390 = (0.06 \div 0.1) 390 \text{ cm}$$

$$h = (24.375 \div 39) \text{ cm}$$

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

▪ La largeur de la poutre suivant cette condition: $b = (0.30 \div 0.40)h$

$$b = (0.30 \div 0.40) 35 = (10.5 \div 14) \text{ cm}$$

On prend: $b = 35 \text{ cm}$

✓ Condition du RPA 99: Zone sismique IIa

▪ Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & c. v \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & c. v \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \text{ cm} \Rightarrow \frac{35}{35} = 1 \leq 4.0 \text{ cm} & c. v \end{cases}$$

Donc la section adoptée pour les poutres secondaires (P.S)

[transversales] est: $(35 \times 35) \text{ cm}^2$.

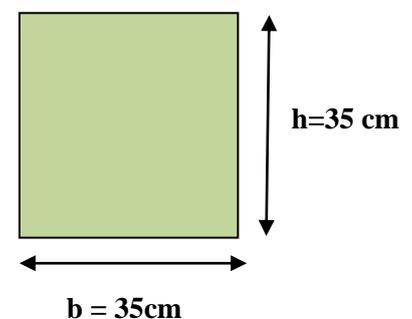


Figure .5. Poutre secondaire.

Les sections des poutres sont résumées dans le tableau suivant:

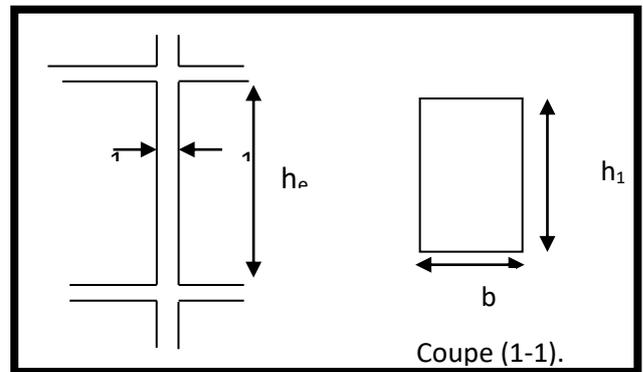
Poutres	Section (cm ²)
Principale	(35 × 40)
Secondaire	(35 × 35)

Tableau.1. Les sections des poutres

II.1.3.2. Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante. Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le **RPA99** (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone sismique IIa :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25cm \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{cases}$$



Tel que :

h_e :Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$$h_e = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m}$$

Selon la R.P.A.99 :

- $Min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 40\text{cm} > 25 \text{ cm} \quad (c.v).$
- $Min(b_1, h_1) \geq h_e / 20 \Rightarrow 40\text{cm} > 266 / 20 = 13.30 \text{ cm} \quad (c.v).$
- $-1/4 < b_1 / h_1 < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \quad (c.v).$

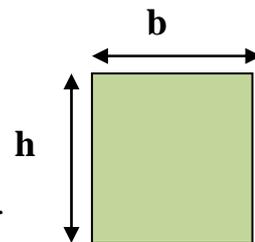


Figure .6. Poteau

II.1.3.3. Pré dimensionnement des voiles:

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des Conditions de rigidité. Dans notre cas et selon le RPA99 V2003 l'épaisseur minimale d'un voile est de 15cm.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$a \geq h_e/20$$

$$h_e = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m.}$$

$$h \geq \max \left[\frac{h}{20}; 15 \right]$$

$$h \geq \max \left[\frac{266}{20}; 15 \right]$$

$$h \geq \max [13.30 ; 15] \Rightarrow \text{Soit } a = 15 \text{ cm}$$

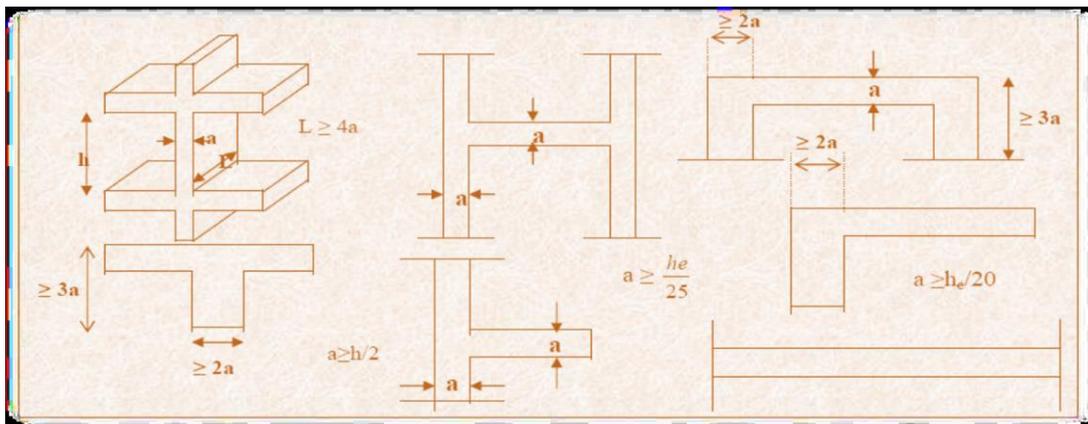


Figure 7. Voiles

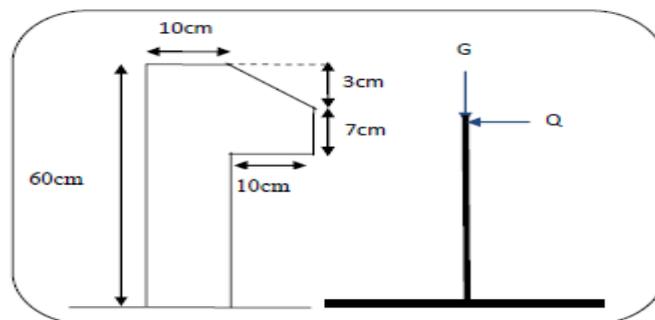
II.1.4. Evaluation des Charges Permanentes Et Surcharges d'exploitation

II.1.4.1. Rôle de descente de charge :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux).

Suivant le DTR B.C.2.2 les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations sont définies comme suit :

a) L'acrotère :



Elément	Charges G (kn/m)	Charges Q (kn/m ²)
Acrotère	1.83	1

Tableau.2. Charge de Acrotère

b) **Plancher terrasse inaccessible :**

-Charge permanente: D'après DTR BC 2.2

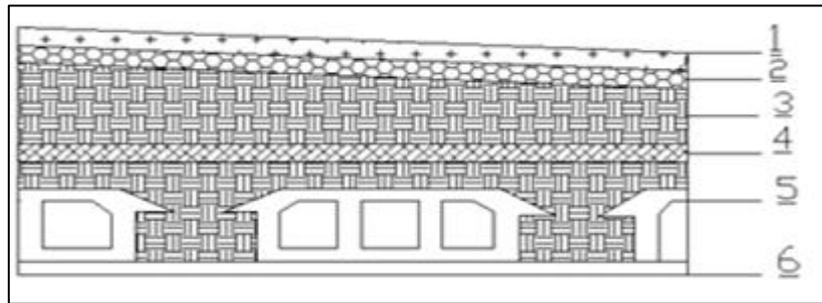


Figure 8. Plancher terrasse inaccessible.

N°	Désignations	e (m)	Poids (kn/m ³)	Charges (kn/m ²)
1	Gravillon de protection	0,04	20	0.8
2	Etanchéité multicouches	0,02	6	0.12
3	Isolation thermique	0,04	4	0.16
4	Béton de pente	0,1	22	2.2
5	Plancher à corps creux	0,20	-	2.85
6	Enduit en plâtre	0,015	10	0.15
Charge permanente G				6.28
Charges exploitation Q				1

Tableau.3. Charge de Plancher terrasse

c) **Plancher étage courant:**

-Charge permanente: D'après DTR BC 2.2

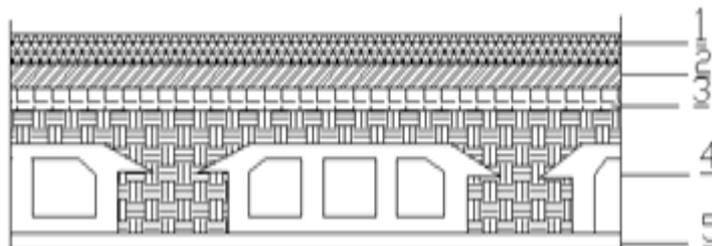


Figure 9. Plancher étage courant.

N°	Désignations	e (m)	Poids(kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
1	Revêtement (Carrelage)	0.02	20	0.44
2	Mortier de pose	0,02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher courp creux	-	-	2.85
5	Enduit en plâtre	0.01	10	0.10
6	Cloison intérieur	0,10	10	0.9
Charge permanente			G	5.05 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation			Q	1.5 (KN/m²)

Tableau.4: Charge de Plancher étage courant.

d) Balcon terrasse :

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.035	20	0.69
2	Forme en pente	0.03	22	0.66
3	Isolant thermique	0.04	4	0.16
4	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
5	Plancher dalle pleine	0.10	25	2.5
6	Enduit extérieur en ciment	0.02	-	0.36
Charge permanente G				4.49 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation Q				1 (KN/m²)

Tableau.5. Charge permanente et Surcharge de Balcon terrasse.

e) Balcon étage courant :

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement (Carrelage)	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Plancher dalle pleine	0.10	25	2.5
4	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
5	Lit de sable	0.02	18	0.36
Charge permanente G				4.02 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation Q				3.5 (KN/m²)

Tableau.6: Charge permanente et Surcharge de Balcon étage courant.

f) L'escalier :

➤ Paillasse :

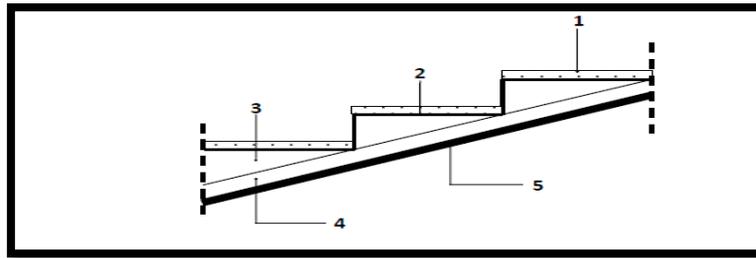


Figure .10.Paillasse.

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement (Carrelage)	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	La marche	$0.17/2 = 0.085$	22	1.87
4	Paillasse	$\frac{e}{\cos\alpha} = 0.18$	25	4.5
5	Enduit en mortier de ciment	0.02	10	0.2
Charge permanente G				7.37(KN/m²)
Surcharge d'exploitation Q				2.5 (KN/m²)

Tableau.7: Charge de Paillasse.

➤ Palier :

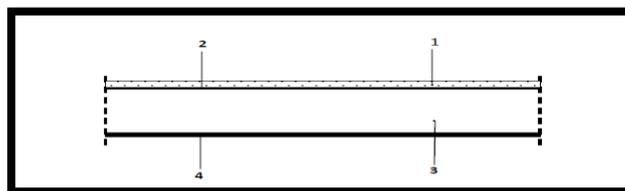


Figure .11.Palier.

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement (Carrelage)	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Palier	0.15	25	3.75
4	Enduit en mortier de ciment	0.02	10	0.20
Charge permanente			G	4.75 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation			Q	2.5 (KN/m²)

Tableau.8: Charge de palier.

➤ Murs extérieurs :

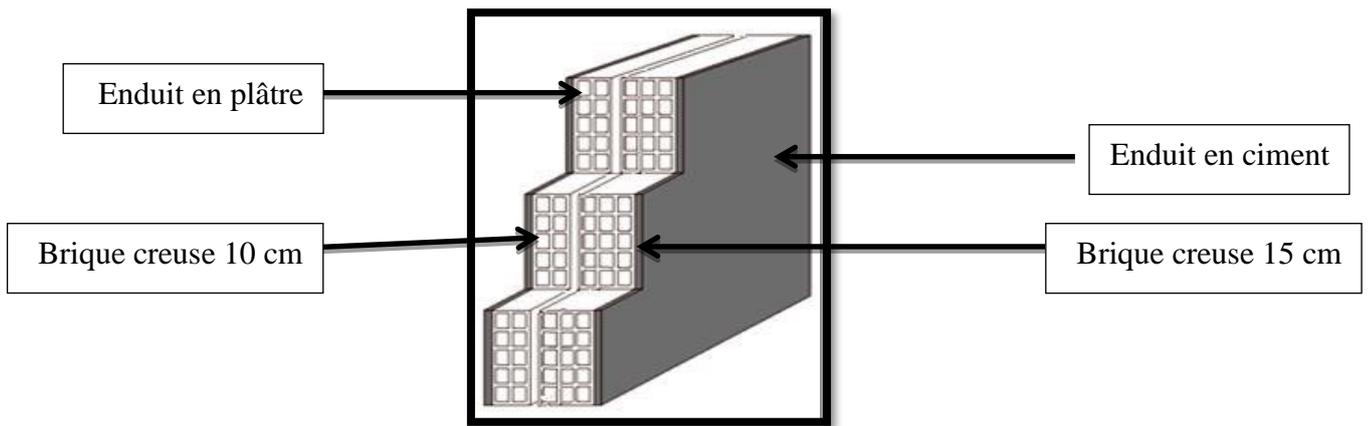


Figure .12.Mur.

N°	Composants	Épaisseur (m)	γ (KN/m ³)
1	Enduit intérieur en plâtre	0.02	0.2
2	Brique creuse	0.10	0.90
3	Brique creuse	0.15	1.30
4	Enduit extérieur en ciment	0.02	0.36
Charge permanente G			2.76(KN/m²)

Tableau.9 : Charge permanente du Murs extérieurs.

II.1.4.2. Loi De Degression_ : DTR B.C.2.2

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour le toi ou terrasse : Q_0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$
(valeur conservée pour les étages inférieurs suivants)

II.2. DESCENTE DES CHARGES :

1) Sur Les Poteaux (poteau centrale) (D2) :

- Surface afférente :

☒ $S_g = (1.95 + 1.6) * (1.65 + 1.75) = 12.07 \text{ m}^2$

☒ $S_q = (1.95 + 0.35 + 1.6) * (1.65 + 0.35 + 1.75) = 14.63 \text{ m}^2$

$S_{q1} = 14.63 - (0.40 * 0.40) = 14.47 \text{ m}^2$

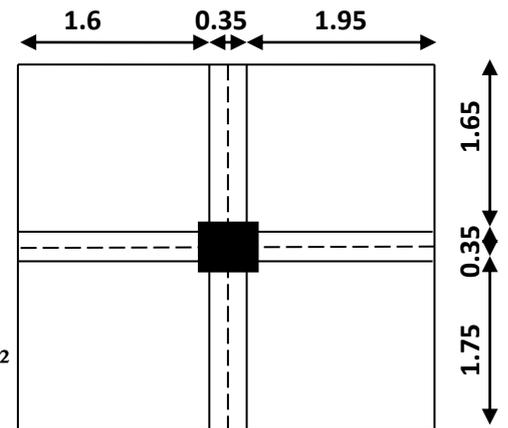


Figure .13. Surface afférente

section	éléments	calcul	G (kn)	Q (kn)
1-1	plancher terrasse	6,28*12.07	75.8	-
	Poutre principale	25*0,35*0,4*3,55	12.425	-
	Poutre secodaire	25 *0,35*0,35*3,4	10.41	-
	Sur charge	1*14.63	-	14.63
2-2	Venant		98.63	14.63
	poteau	25*0,4*0,4*3,06	12,24	-
3-3	Venant		110.875	
	plancher etag	5,05*12.07	60.95	-
	Poutre principale	25*0,35*0,4*3,55	12.425	-
	Poutre secodaire	25*0,35*0,35*3,4	10.41	-
	Sur charge	1,5*14.47	-	21.705
4-4	Venant		194.66	36.335
	poteau	25*0,4*0,4*3,06	12,24	-
5-5	Venant		206.9	
	plancher etag	5,05*12.07	60.95	-
	Poutre principale	25*0,35*0,4*3,55	12.425	-
	Poutre secodaire	25*0,35*0,35*3,4	10.41	-
	Sur charge	1,5*14.47*0.9	-	19.5345
6-6	Venant		290.658	55.869
	poteau	25*0,4*0,4*3,06	12,24	-
7-7	Venant		302.898	
	plancher etag	5,05*12.07	60.95	-
	Poutre principale	25*0,35*0,4*3,55	12.425	-
	Poutre secodaire	25*0,35*0,35*3,4	10.41	-
	Sur charge	1,5*14.47*0.8	-	17.364
8-8	Venant		386.683	73.233
	poteau	25*0,4*0,4*3,06	12,24	-
9-9	Venant		398.923	
	plancher etag	5,05*12.07	60.95	-
	Poutre principale	25*0,35*0,4*3,55	12.425	-

	Poutre secondaire	25*0,35*0,35*3,4	10.41	-
	Sur charge	1,5*14.47*0.7	-	15.193
10-10	Venant		482.681	88.426
	poteau	25*0,4*0,4*3,06	12,24	-
11-11	Venant		494.921	
	plancher etag	5,05*12.07	60.95	-
	Poutre principale	25*0,35*0,4*3,55	12.425	-
	Poutre secondaire	25*0,35*0,35*3,4	10.41	-
	Sur charge	1,5*14.47*0.6	-	13.023
12-12	Venant		578.706	101.449
	poteau	25*0,4*0,4*3,06	12,24	-
13-13	Venant		590.946	
	plancher etag	5,05*12.07	60.95	-
	Poutre principale	25*0,35*0,4*3,55	12.425	-
	Poutre secondaire	25*0,35*0,35*3,4	10.41	-
	Sur charge	1,5*14.47*0.5	-	10.852
14-14	Venant		674.731	112.301
	poteau	25*0,4*0,4*3,06	12,24	-
15-15	Venant		686.971	
	plancher etag	5,05*12.07	60.95	-
	Poutre principale	25*0,35*0,4*3,55	12.425	-
	Poutre secondaire	25*0,35*0,35*3,4	10.41	-
	Sur charge	1,5*14.47*0.5	-	10.852
16-16	Venant		770.756	123.153
	poteau	25*0,4*0,4*3,06	12,24	-
17-17	Venant		782.996	
	plancher etag	5,05*12.07	60.95	-
	Poutre principale	25*0,35*0,4*3,55	12.425	-
	Poutre secondaire	25*0,35*0,35*3,4	10.41	-
	Sur charge	1,5*14.47*0.5	-	10.852
18-18	Venant		866.781	134.005
	poteau	25*0,4*0,4*3,06	12,24	-
Venant			879.021	
Total			879.021	134.005

Tableau.10. Descente des charges de poteau

2) Sur Les Poteaux (poteau de rive) (A5) :

- Surface afférente :

☒ $S_g \text{ plancher} = (1.65) * (1.4) = 2.31 \text{ m}^2$

☒ $S_g \text{ balcon} = (1) * (1.75) = 1.75 \text{ m}^2$

☒ $S_q \text{ plancher} = (0.35+1.4) * (1.65+ 0.35) = 3.5 \text{ m}^2$

☒ $S_q \text{ balcon} = (0.35+1.4) * (1) = 1.75 \text{ m}^2$

☒ $S_{q1} = (1.65+1+0.35) * (0.35+1.4) = 5.25 \text{ m}^2$

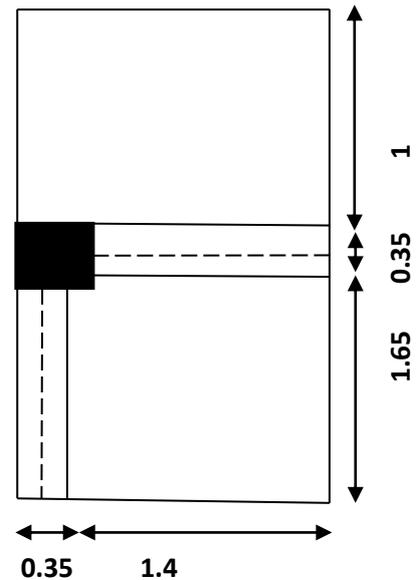


Figure .14. Surface afférente

section	éléments	Calcul	G (kn)	Q (kn)
1-1	plancher terrasse	6,28*2.31	14.5	-
	Balcon terrasse	4.49*1.75	7.86	
	L'acrotère	1.83*4.95	9.06	
	Poutre principale	25*0,35*0,4*1.35	4.725	-
	Poutre secodaire	25*0,35*0,35*1.6	4.9	-
	Sur charge	1*5.25	-	5.25
2-2	venant		41.045	5.25
	poteau	25*0,4*0,4*3,06	12,24	-
	mur 30	2,76*2.6*2.66	19.09	-
3-3	venant		72.375	
	plancher etag	5,05*2.31	11.67	-
	Plancher balcon	4.02*1.75	7.04	
	Poutre principale	25*0,35*0,4*1.35	4.725	-
	Poutre secodaire	25*0,35*0,35*1.6	4.9	-
	Sur charge balcon	3.5*1.75	-	6.125
	Sur charge plancher	1,5*3.5	-	5.25
4-4	venant		100.71	16.625
	poteau	25*0,4*0,4*3,06	12,24	-
	mur 30	2,76*2.6*2.66	19.09	-
5-5	venant		132.04	
	plancher etage	5,05*2.31	11.67	-
	Plancher balcon	4.02*1.75	7.04	
	Poutre principale	25*0,35*0,4*1.35	4.725	-
	Poutre secodaire	25*0,35*0,35*1.6	4.9	-
	Sur charge balcon	3.5*1.75*0.9	-	5.513
Sur charge plancher	1,5*3.5*0.9	-	4.725	

6-6	venant		160.375	26.863
	Poteau	25*0,4*0,4*3,06	12,24	-
	mur 30	2,76*2.6*2.66	19.09	-
7-7	venant		191.705	
	plancher etage	5,05*2.31	11.67	-
	Plancher balcon	4.02*1.75	7.04	
	Poutre principale	25*0,35*0,4*1.35	4.725	-
	Poutre secodaire	25*0,35*0,35*1.6	4.9	-
	Sur charge balcon	3.5*1.75*0.8	-	4.9
	Sur charge plancher	1,5*3.5*0.8	-	4.2
8-8	venant		220.04	35.963
	Poteau	25*0,4*0,4*3,06	12,24	-
	mur 30	2,76*2.6*2.66	19.09	-
9-9	venant		251.37	
	plancher etage	5,05*2.31	11.67	-
	Plancher balcon	4.02*1.75	7.04	
	Poutre principale	25*0,35*0,4*1.35	4.725	-
	Poutre secodaire	25*0,35*0,35*1.6	4.9	-
	Sur charge balcon	3.5*1.75*0.7	-	4.29
	Sur charge plancher	1,5*3.5*0.7	-	3.675
10-10	venant		279.705	43.928
	Poteau	25*0,4*0,4*3,06	12,24	-
	mur 30	2,76*2.6*2.66	19.09	-
11-11	venant		311.035	
	plancher etage	5,05*2.31	11.67	-
	Plancher balcon	4.02*1.75	7.04	
	Poutre principale	25*0,35*0,4*1.35	4.725	-
	Poutre secodaire	25*0,35*0,35*1.6	4.9	-
	Sur charge balcon	3.5*1.75*0.6	-	3.675
	Sur charge plancher	1,5*3.5*0.6	-	3.15
12-12	venant		339.37	50.53
	Poteau	25*0,4*0,4*3,06	12,24	-
	mur 30	2,76*2.6*2.66	19.09	-
13-13	venant		370.7	
	plancher étage	5,05*2.31	11.67	-
	Plancher balcon	4.02*1.75	7.04	
	Poutre principale	25*0,35*0,4*1.35	4.725	-
	Poutre secodaire	25*0,35*0,35*1.6	4.9	-
	Sur charge balcon	3.5*1.75*0.5	-	3.06
	Sur charge plancher	1,5*3.5*0.5	-	2.625
14-14	venant		399.035	56.438
	Poteau	25*0,4*0,4*3,06	12,24	-
	mur 30	2,76*2.6*2.66	19.09	-
15-15	venant		430.365	

	plancher étage	5,05*2.31	11.67	-
	Plancher balcon	4.02*1.75	7.04	
	Poutre principale	25*0,35*0,4*1.35	4.725	-
	Poutre secodaire	25*0,35*0,35*1.6	4.9	-
	Sur charge balcon	3.5*1.75*0.5	-	3.06
	Sur charge plancher	1,5*3.5*0.5	-	2.625
16-16	venant		458.7	62.123
	Poteau	25*0,4*0,4*3,06	12,24	-
	mur 30	2,76*2.6*2.66	19.09	-
17-17	venant		490.03	
	plancher étage	5,05*2.31	11.67	-
	Plancher balcon	4.02*1.75	7.04	
	Poutre principale	25*0,35*0,4*1.35	4.725	-
	Poutre secodaire	25*0,35*0,35*1.6	4.9	-
	Sur charge balcon	3.5*1.75*0.5	-	3.06
	Sur charge plancher	1,5*3.5*0.5	-	2.625
18-18	Venant		518.365	67.808
	Poteau	25*0,4*0,4*3,06	12,24	-
	mur 30	2,76*2.6*2.66	19.09	-
Venant			549.695	
Total			549.695	67.808

Tableau.11. Descente des charges de poteau

3) Sur Les Poteaux (poteau de rive) (D5) :

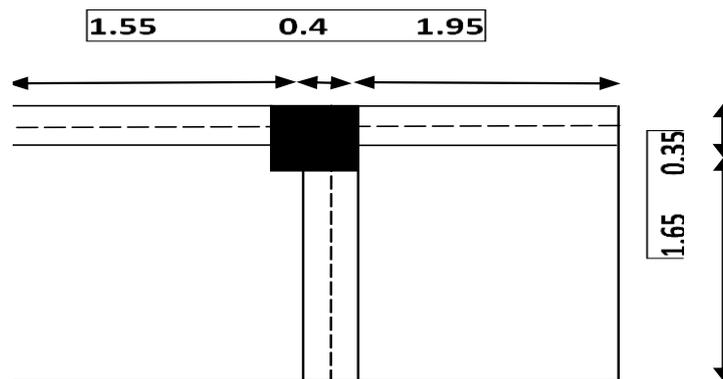


Figure .15 : Surface afférente

- Surface afférente :

$$\boxtimes S_g \text{ plancher terrasse} = (1.95+1.55) * (1.6+0.05) = 5.775 \text{ m}^2$$

$$\boxtimes S_g \text{ plancher etage} = (1.6) * (1.6+0.05) = 2.64 \text{ m}^2$$

$$\boxtimes S_q \text{ plancher terrasse} = (1.55+0.4+1.95) * (1.65+0.35) = 7.8 \text{ m}^2$$

$$\boxtimes S_q \text{ plancher etage} = (1.55+0.05) * (1.65+0.35) = 3.2 \text{ m}^2$$

section	éléments	Calcul	G (kn)	Q (kn)
1-1	Plancher terrasse	6,28*5.775	36.267	-
	Poutre principale	25*0,35*0,4*3,5	12.25	-
	Poutre secodaire	25*0,35*0,35*1.65	5.05	-
	L'acrotère	1.83*3.9	7.14	
	Sur charge	1*7.8	-	7.8
2-2	Venant		60.707	7.8
	Poteau	25*0,4*0,4*3,06	12.24	-
	mur 30	2,76*3.5*2.66	25.69	-
3-3	Venant		98.637	
	plancher etag	5,05*2.64	13.33	-
	Poutre principale	25*0,35*0,4*3,5	12.25	-
	Poutre secodaire	25*0,35*0,35*1.65	5.05	-
	Sur charge plancher	1,5*3.2	-	4.8
4-4	Venant		129.267	12.6
	poteau	25*0,4*0,4*3,06	12.24	-
	Pouter de palier	25*0,35*0,3*1.95	5.118	-
	L'escalier	6.5*2.02*1.9	24.9	-
	mur 30	2,76*3.5*2.66	25.69	-
	Sur charge L'escalier	2.5*2.02*1.9*0.9	-	8.635
5-5	Venant		197.215	21.235
	plancher etag	5,05*2.64	13.33	-
	Poutre principale	25*0,35*0,4*3,5	12.25	-
	Poutre secodaire	25*0,35*0,35*1.65	5.05	-
	Sur charge plancher	1,5*3.2*0.9	-	4.32
6-6	Venant		227.845	25.555
	poteau	25*0,4*0,4*3,06	12.24	-
	Pouter de palier	25*0,35*0,3*1.95	5.118	-
	L'escalier	6.5*2.02*1.9	24.9	-
	mur 30	2,76*3.5*2.66	25.69	-
	Sur charge L'escalier	2.5*2.02*1.9*0.8	-	7.676
7-7	Venant		295.793	33.231
	plancher etag	5,05*2.64	13.33	-
	Poutre principale	25*0,35*0,4*3,5	12.25	-
	Poutre secodaire	25*0,35*0,35*1.65	5.05	-
	Sur charge plancher	1,5*3.2*0.8	-	3.84
8-8	Venant		326.423	37.071
	poteau	25*0,4*0,4*3,06	12.24	-
	Poutre de palière	25*0,35*0,3*1.95	5.118	-
	L'escalier	6.5*2.02*1.9	24.9	-
	mur 30	2,76*3.5*2.66	25.69	-
	Sur charge	2.5*2.02*1.9*0.7	-	6.72

	L'escalier			
9-9	Venant		394.371	43.791
	plancher etag	5,05*2.64	13.33	-
	Poutre principale	25*0,35*0,4*3,5	12.25	-
	Poutre secodaire	25*0,35*0,35*1.65	5.05	-
	Sur charge plancher	1,5*3.2*0.7	-	3.36
10-10	Venant		425.001	47.151
	poteau	25*0,4*0,4*3,06	12.24	-
	Pouter de palier	25*0,35*0,3*1.95	5.118	-
	L'escalier	6.5*2.02*1.9	24.9	-
	mur 30	2,76*3.5*2.66	25.69	-
	Sur charge L'escalier	2.5*2.02*1.9*0.6	-	5.757
11-11	Venant		492.949	52.9
	plancher etag	5,05*2.64	13.33	-
	Poutre principale	25*0,35*0,4*3,5	12.25	-
	Poutre secodaire	25*0,35*0,35*1.65	5.05	-
	Sur charge plancher	1,5*3.2*0.6	-	2.88
12-12	Venant		523.579	55.788
	poteau	25*0,4*0,4*3,06	12.24	-
	Pouter de palier	25*0,35*0,3*1.95	5.118	-
	L'escalier	6.5*2.02*1.9	24.9	-
	mur 30	2,76*3.5*2.66	25.69	-
	Sur charge L'escalier	2.5*2.02*1.9*0.5	-	4.79
13-13	Venant		591.527	60.578
	plancher etag	5,05*2.64	13.33	-
	Poutre principale	25*0,35*0,4*3,5	12.25	-
	Poutre secodaire	25*0,35*0,35*1.65	5.05	-
	Sur charge plancher	1,5*3.2*0.5	-	2.4
14-14	Venant		622.157	62.978
	poteau	25*0,4*0,4*3,06	12.24	-
	Pouter de palier	25*0,35*0,3*1.95	5.118	-
	L'escalier	6.5*2.02*1.9	24.9	-
	mur 30	2,76*3.5*2.66	25.69	-
	Sur charge L'escalier	2.5*2.02*1.9*0.5	-	4.79
15-15	Venant		690.105	67.768
	plancher etag	5,05*2.64	13.33	-
	Poutre principale	25*0,35*0,4*3,5	12.25	-
	Poutre secodaire	25*0,35*0,35*1.65	5.05	-
	Sur charge plancher	1,5*3.2*0.5	-	2.4
16-16	Venant		720.735	70.168
	poteau	25*0,4*0,4*3,06	12.24	-
	Pouter de palier	25*0,35*0,3*1.95	5.118	-

	L'escalier	6.5*2.02*1.9	24.9	-
	mur 30	2,76*3.5*2.66	25.69	-
	Sur charge L'escalier	2.5*2.02*1.9*0.5	-	4.79
17-17	Venant		788.683	74.958
	plancher etag	5,05*2.64	13.33	-
	Poutre principale	25*0,35*0,4*3,5	12.25	-
	Poutre secodaire	25*0,35*0,35*1.65	5.05	-
	Sur charge plancher	1,5*3.2*0.5	-	2.4
18-18	Venant		819.313	77.358
	poteau	25*0,4*0,4*3,06	12.24	-
	Pouter de palier	25*0,35*0,3*1.95	5.118	-
	L'escalier	6.5*2.02*1.9	24.9	-
	mur 30	2,76*3.5*2.66	25.69	-
	Sur charge L'escalier	2.5*2.02*1.9*0.5	-	4.79
Venant			887.261	82.148
Total			887.261	82.148

Tableau.12 . Descente des charges de poteau

D2 c'est le poteau le plus chargé

$$G = 879.021 \text{ KN}$$

$$Q = 134.005 \text{ KN}$$

$$N_s = 1013.026 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 G + 1.5Q = (1.35 \times 879.021) + (1.50 \times 134.005) = 1387.685 \text{ KN}$$

$$N_U = 1387.685 \text{ KN}$$

1. Vérification de la section de poteau E2 : BAEL91 (B.8.4, 1)

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante:

$$N_u \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

Niveau	B	h	Lf	λ	α
Poteau	40	40	2.14	14.80	0.82

Pas de risque de flambement.

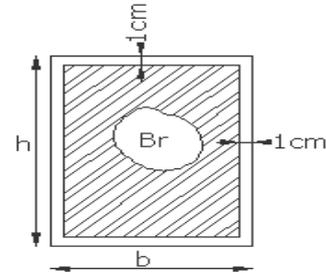
B_r : Section réduite de poteau.

$$B_r = (h-2) * (b-2)$$

$$A_{min}^{BAEL} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 \times (b \times h)}{100} \\ \frac{8 \times (b + h)^2}{100} \end{array} \right.$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.80 \% B_r \rightarrow \text{en zone IIa}$$

$$A = \max(A_{min}^{BAEL}; A_{min}^{RPA}) =$$



N_u (N)	A_{min}^{BAEL} (mm ²)	A_{min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	N_u (N)	condition
1387685	320	1155.2	1155.2	144400	2522223.871	V

2. Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

F_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

$$N_d = N_{ser} + 5\%N_{ser} = 1063677.3 \text{ N}$$

N_d (N)	B_c	F_{c28}	V	-	condition
1063677.3	160000	25	0.26	0.30	C.V

CHAPITRE III

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre nous avons calculons et étudier les éléments secondaires (Plancher, Acrotère, Balcon et escalier...). Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99/2003**.

III.2. Etude Du Plancher :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales. On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

Plancher à corps creux (16+4) pour tous les étages :

$$\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{courps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$$

III.2.1. Calcul des Charge permanente et surcharge des planchers:

☒ **Plancher étage terrasse (inaccessible)**

$$G = 6.28 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

- **Plancher étage courant**

Charge permanente et surcharge :

$$G = 5.05 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS :

$$P_U = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$P_S = (G + Q) \times 0.65$$

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Pu (KN/ml)	Ps (KN/ml)
Etages courants	5.05	1.5	5.89	4.26
Etages terrasse	6.28	1	6.48	4.73

Tableau.III.2.1 : Les charge "P" à L'ELU et L'ELS

- Les types des poutrelles :

Dans le cas de notre projet on a quatre types de poutrelles :

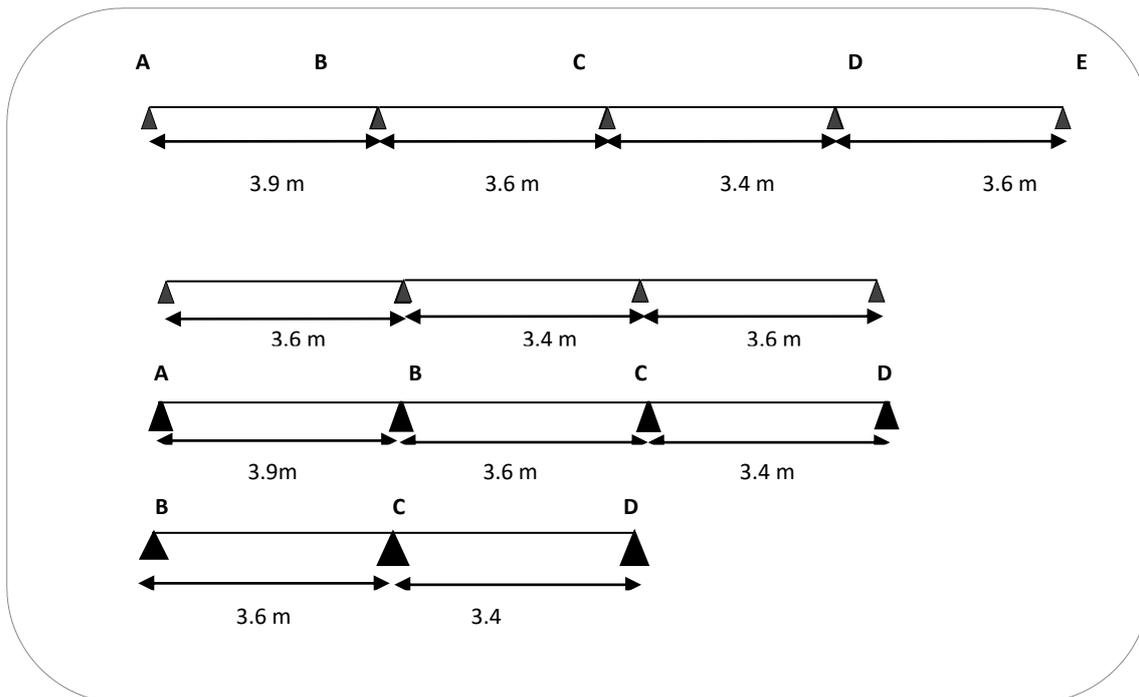


Figure III.2.1. Les types des poutrelles

III.2.2. La méthode de calcul de poutrelles :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

III.2.2.1 La méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée.

✓ **Condition d'application :**

✓ **Plancher à surcharge modérée :** $Q \leq (2 \times G ; 5KN/m^2)$

- Plancher étage courant :

$$G = 5.05 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 5.05 = 10.1 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots C.V$$

- Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.28 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 6.28 = 12.56 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots C.V$$

$$\checkmark \text{ Le rapport : } 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\text{Type 1 : } 0.8 \leq \frac{3.9}{3.6} = 1.08 ; \frac{3.6}{3.4} = 1.05 ; \frac{3.4}{3.6} = 0.94 \leq 1.25 \rightarrow C.V$$

$$\text{Type 2 : } 0.8 \leq \frac{3.6}{3.4} = 1.05 ; \frac{3.4}{3.6} = 0.94 \leq 1.25 \rightarrow C.V$$

$$\text{Type 3 : } 0.8 \leq \frac{3.6}{3.4} = 1.05 \leq 1.25 \rightarrow C.V$$

✓ *Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travée* → C.V

✓ *Fissuration peu nuisible* → C.V

Toutes les conditions pour l'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites pour tous les types de poutrelles, donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.2.2.2 Calcul des moments :

✓ **Le moment isostatique :**

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

✓ **Les moments en appui :**

- $0.2M_0$ pour appui de rive
- $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées
- $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires (plus trois travées)

✓ **Les moments en travée :**

$$M_T = \max \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (travée de rive)} \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (travée intermédiaire)} \end{array} \right.$$

M_0 : Moment Isostatique d'une travée.

M_t : Moment d'une travée.

M_d : Moment droit.

M_g : Moment gauche.

✓ Calcul α rapport des charges :

$$\alpha_{\text{étage}} = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.05} = 0.23$$

$$\alpha_{\text{terrasse}} = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 6.28} = 0.14$$

Etude de poutrelle type 1 :

		Traveé	L (m)	P (kn/ml)	M0 (KN.m)	Mw (kn.m)	Me (kn.m)	Mt (kn.m)	Tw (kn)	Te (kn)	
Terrasse	E	A-B	3,9	6,48	12.33	2.46	6.16	8.63	14.49	-10.79	
	L	B-C	3,6	6,48	10.5	6.16	4.2	5.85	12.83	-12.65	
	U	C-D	3,4	6,48	9.37	4.2	5.25	5.11	12.12	-10.46	
		D-E	3,6	6,48	10.5	5.25	2.1	7.35	12.83	-13.24	
	E	A-B	3,9	4,73	8.99	1.79	6.16	6.30			
	L	B-C	3,6	4,73	7.66	6.16	4.20	4.26			
	S	C-D	3,4	4,73	6.83	4.20	5.25	3.73			
D-E		3,6	4,73	7.66	5.25	1.53	5.36				
Etage	E	A-B	3,9	5,89	11.20	2.24	5.6	8.05	13.17	-9.81	
	L	B-C	3,6	5,89	9.55	5.6	3,82	5.50	11.67	-11.51	
	U	C-D	3,4	5,89	8,52	3,82	4,77	4,81	11,02	-9,55	
		D-E	3,6	5,89	9,55	4,77	1,91	6,87	11,67	-12,05	
	E	A-B	3,9	4,26	8.09	1.62	4.04	5.81			
	L	B-C	3,6	4,26	6.90	4.04	2.76	3.97			
	S	C-D	3,4	4,26	6,16	2,76	3,45	3,47			
D-E		3,6	4,26	6,90	3,45	1,91	4,96				

Tableau.III.2.2: Etude de poutrelle type 1

Etude de poutrelle type 2 :

		Traveé	L (m)	P (kn/ml)	M0 (KN.m)	Mw (kn.m)	Me (kn.m)	Mt (kn.m)	Tw (kn)	Te (kn)	
Terasse	E	A-B	3.9	6,48	12.33	2.46	6.16	8.63	14.49	-10.79	
	L	B-C	3,6	6,48	10.5	6.16	5.25	5.47	11.21	-12.13	
	U	C-D	3,4	6,48	9.37	5.25	1.87	6.27	9.33	-12.71	
	E	A-B	3.9	4,73	8.99	1.79	4.49	6.30			
	L	B-C	3,6	4,73	7,66	4.49	3.83	3.99			
	S	C-D	3,4	4,73	6.83	3.83	1.36	4.85			
	Etage	E	A-B	3.9	5,89	11.20	2.24	5.6	8.05	13.77	-9.80
L		B-C	3,6	5,89	9.55	5.6	4.77	5.11	10.20	-11.03	
U		C-D	3,4	5,89	8,52	4.77	1.70	5.87	8.49	-11.56	
E		A-B	3.9	4.26	8.09	1.62	4.04	5.81			
L		B-C	3,6	4.26	6.90	4.04	3.45	3.69			
S		C-D	3,4	4.26	6.16	3.45	1.23	4.24			

Tableau.III.2.3: Etude de poutrelle type 2

Etude de poutrelle type 3 :

		Travée	L (m)	P (kn/ml)	M0 (KN.m)	Mw (kn.m)	Me (kn.m)	Mt (kn.m)	Tw (kn)	Te (kn)
Terrasse	E	B-C	3,6	6,48	10.5	0	6.30	7.88	11.67	-13.42
	L	C-D	3,4	6,48	9.37	6.30	0	6.69	12.67	-11.02
	U									
	E	B-C	3,6	4,73	7,66	0	4.59	5.75		
	L	C-D	3,4	4,73	6.83	4.59	0	4.88		
	S									
Etage	E	B-C	3,6	5.89	9.55	0	5.73	7.35	10.62	-12.21
	L	C-D	3,4	5.89	8.52	5.73	0	6.24	11.53	-10.03
	U									
	E	B-C	3,6	4.26	6.90	0	4.14	5.31		
	L	C-D	3,4	4.26	6.16	4.14	0	4.51		
	S									

Tableau.III.2.4 : Etude de poutrelle type 3

III.2.2.3 Calcul du ferrailage :

On va calculer le ferrailage de la nervure la plus sollicitée et c'est pour plancher terrasse et plancher étage courant.

- ✓ **Les moment max sur appuis et en travée:**

$$E. L. U : \begin{cases} M_t = 8.63 \text{ KN.m} \\ M_a = 6.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$E. L. S : \begin{cases} M_t = 6.30 \text{ KN.m} \\ M_a = 6.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ✓ **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

- **L'enrobage :**

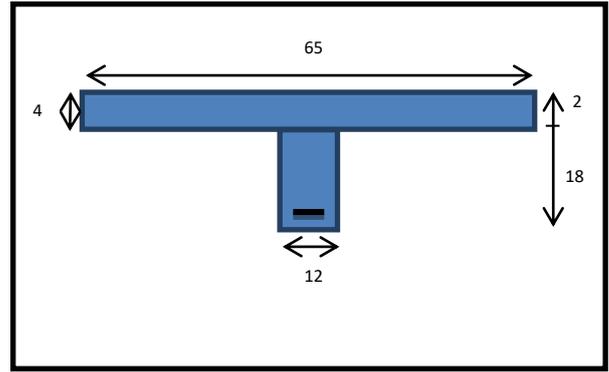
$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$$

* $c_0 \geq 1 \text{ cm}$ (fissuration peu préjudiciable).BAEL91.A.7.1

$$*\phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{2}{2} = 2 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} b = 65 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \\ d = 18 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{cases}$$



✓ **Calcul des armatures longitudinales :**

• **E.L.U**

✓ **En travées :**

$$M_t^{\max} = 8.63 \text{ KN.m} = 8630 \text{ N.m}$$

Le moment fléchissant (M_{table}).

$$\begin{aligned} M_{Tab} &= \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \\ &= 14.2 \times 65 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 \text{ N.m} \end{aligned}$$

$$M_t^{\max} = 8630 \text{ N.m} < 59072 \text{ N.m}$$

Donc la section en "T" sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$.

✓ **En appuis :**

$$M_{\text{appui}}^{\max} = -6.16 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{\text{appui}} < 0$$

Le moment sur appuis est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

❖ **Tableau Récapitulatif Des Résultats :**

Elements	M (kn,m)	μ	μl	α	β	A (cm ²)
sur appuis	6.16	0,111	0,392	0.147	0,9412	1.04
sur travée	8.63	0.029	0,392	0.037	0,985	1,39

III.2.2.4 Vérification

➤ **Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)**

$$A_{min} \geq 0.23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{ij} = f_{t28} = 2.1 Mpa$$

En travée : $A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 0.246 \text{ cm}^2$

➤ **Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)**

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h$$

En travée : $A'_{min} \geq 0,001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2$

En appuis : $A'_{min} \geq 0,001 \times 10 \times 20 = 0.24 \text{ cm}^2$

✓ **Tableau Récapitulatif Du Ferrailage :** $A = \max(A_{calcul} ; A_{min} ; A'_{min})$

Elément	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min'} (cm ²)	A (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	1.39	1,41	1,3	1.41	2T12 = 2.26
Appui	1.04	0,246	0,24	1.04	1T12 = 1.13

✓ **Vérification a l'état limite de service :**

En considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification ce fait comme suite :

Calcule de (y1) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$\frac{bY_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$D = 15 \frac{A}{b}$$

$$E = 2 D . d$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$\alpha_1 = \frac{Y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3}$$

$$K_1 = 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{AB_1 d}$$

$$\sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

✓ **La vérification des contraintes en travée :**

En travée $M_{t \max} = 8.63 \text{ KN.m}$

Après les calculs en trouve :

$$D = 15 \frac{2.26}{65} = 0.52$$

$$E = 2 \times 0.52 \times 18 = 18.72$$

$$Y_1 = -0.52 + \sqrt{0.52^2 + 18.72} = 3.84$$

$$\alpha_1 = \frac{3.84}{18} = 0.21$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0.21}{3} = 0.93$$

$$K_1 = 15 \frac{(1 - 0.21)}{0.21} = 56.43$$

$$\sigma_s = \frac{8630}{2.26 \times 0.93 \times 18} = 228.11 \quad ; \quad \sigma_b = \frac{2 \times 8630}{0.21 \times 0.93 \times 18^2 \times 65} = 4.19$$

$$\sigma_s = 228.11 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPA} \dots \dots \dots CV$$

$$\sigma_b = 4.19 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots CV$$

✓ **La vérification des contraintes en appuis :**

En appuis : $M_{a \max} = 6.16 \text{ KN.m}$

Après les calculs en trouve :

$$D = 15 \frac{1.13}{65} = 0.26$$

$$E = 2 \times 0.26 \times 18 = 9.36$$

$$Y_1 = -0.26 + \sqrt{0.26^2 + 9.36} = 2.81$$

$$\alpha_1 = \frac{2.81}{18} = 0.16$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0.16}{3} = 0.94$$

$$K_1 = 15 \frac{(1 - 0.16)}{0.16} = 78.75$$

$$\sigma_s = \frac{6160}{1.13 \times 0.94 \times 18} = 322.18 \quad ; \quad \sigma_b = \frac{2 \times 6160}{0.16 \times 0.94 \times 18^2 \times 65} = 3.89$$

$$\sigma_s = 322.18 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPA} \dots \dots \dots CV$$

$$\sigma_b = 3.89 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots CV$$

➤ **Vérification de la contrainte limite de cisaillement : BAEL 91(art. A.5.1.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0.d}$$

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0.d} = \frac{14490}{120 \times 180} = 0.67 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0, 20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1,211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \times \frac{25}{1.5}; 5MPa\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3.33; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 > \tau_u = 0.67 \Rightarrow$ Condition et vérifier.

➤ **Diamètre minimale Φ :BAEL91 (A.7.2, 2)**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \phi_t; \frac{b_0}{10}\right).$$

ϕ_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}, \phi_t, \frac{b_0}{10}\right) = \left(\frac{200}{35}, 12, \frac{100}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(5.71, 12, 10)$$

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

Donc en adopte des cadres $\phi 6$ d'où : $A_t = 2 \phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$; de nuance FeE235

➤ **Espacement des cadres : BAEL91 (A.5.1, 22)**

$$* St_1 \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}.$$

$$* St_2 \leq \frac{A_t F_e}{0.4 b_0} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 12} = 27.90 \text{ cm}.$$

$$* St_3 \leq \frac{0.9 \times A_t \cdot f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - K \cdot 0.3 \times f_{t28})} \dots\dots\dots \text{ Avec } K = 1 \text{ (en flexion simple)}$$

$$St_3 \leq \frac{0.9 \times 0.57 \times 235}{1.15 \times 12 \times (0.67 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = 124.79 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } St \leq \min(St_1, St_2, St_3) \Rightarrow St \leq 16.2$$

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

III.2.2.5 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91

(A.5.1 ,313)

a-Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum $a = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

$$Vu = 14490 \text{ N} \leq \frac{0.8 \times 12 \times 16.2 \times 2500}{1.5 \times 2} = 129600 \text{ N} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

b- Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures

doit être telle que l'on ait : $A \geq \gamma_s \frac{V_s}{f_e}$

$A = 2.26 \text{ cm}^2 . A = 226 \text{ mm}^2 .$

$y_s \frac{V_s}{f_e} = 1.15 \times \frac{14490}{400} = 41.66 \text{ mm}^2$

$A = 266 \text{ mm}^2 \geq 66 \text{ mm}^2 \dots \dots C.V$

III.2.2.6 La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir un quadriallage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE500 $f_e = 500 \text{ MPa}$

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65 cm donc :

$A \perp = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$

$A \perp = (4 \times 65) / 500 = 0.52 \text{ cm}^2$

On adapte $5\text{Ø}5 = 0.98 \text{ cm}^2$

***Espacement** : n : nombres des barres.

$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

***Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$A // = A \perp / 2 = 0.98 / 2 = 0.49$

On adopte $3\text{Ø}5 = 0.59 \text{ cm}^2$

***Espacement** :

$S_t = 100/n = 100/3 = 33,33 \text{ cm}$

$S_t = 30 \text{ cm}$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension (20x30) cm².

III.2.2.7 Vérification de la flèche : (BAEL91 B.6.8.424)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{390} = 0.051 \geq \frac{8630}{15 \times 12330} = 0.019 \dots \dots \dots CV \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{2.26}{65 \times 18} = 0.00193 \leq 0.009 \dots \dots \dots CV \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{350} = 0.057 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots CV \end{array} \right.$$

III.2.2.8 Présentation du ferrailage :

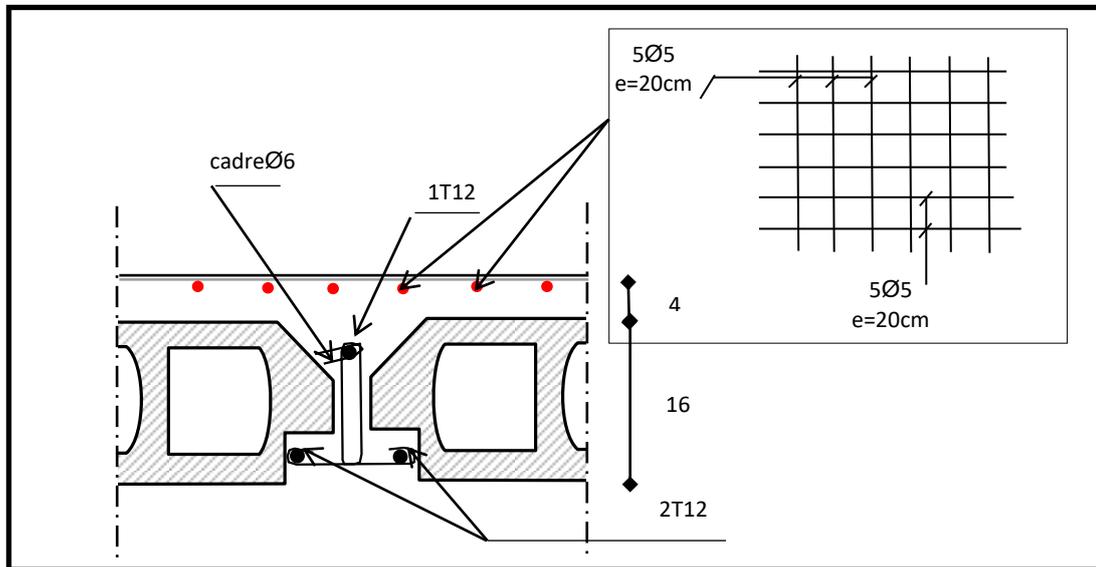


Figure III.2.2.Ferrailage des planchers.

III.3. Etude de l'acrotère :

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse en flexion composée sous l'effet d'un effort normal (N_G) dû à son poids propre, à une force sismique horizontale (F_p) définie par le RPA et à une surcharge horizontale (Q)

III.3.1. Surface:

$$ST = (0.1 \times 0.6) + [(0.03 \times 0.10) / 2] + 0.07 \times 0.10 = 0.0685 \text{ m}^2$$

III.3.2. Les charges :

a. Les Charges permanentes :

G1 : poids de l'acrotère par mètre linéaire

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G1 = 0.0685 \times 25 \times 1 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

$$G2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 20 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Le poids propre } G = G1 + G2 = 1.713 + 0.12 = 1.833 \text{ KN/ml}$$

b. Les Surcharge d'exploitation :

D'après D.T.R.B.C.2.2.

"Q" Force horizontal solliciter l'acrotère due à la main courante est 1 KN/m.

D'après RPA 99/V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la forme :

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

Tel que :

A : coefficient d'accélération obtenue dans le tableau 4.1 groupe d'usage [2] se trouve dans la zone sismique II $\Rightarrow A = 0.15$

C_p : facteur de force horizontale donné par le tableau 6.1 de L' RPA99: $\Rightarrow C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'acrotère.

$$W_p = 183 \text{ dan/ml.}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 183 = 87.84 \text{ Kg}$$

$$87.84 \text{ Kg/ml} < 100 \text{ Kg/ml.}$$

Donc le calcul de l'acrotère se fera avec $F = Q = 100 \text{ Kg/ml} \Rightarrow Q = 1 \text{ KN/ml}$,

III.3.3 Les sollicitations :

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M = Q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ dan.m}$$

$$N = G = 187 \text{ dan/ml}$$

$$T = Q = 100 \text{ dan/ml}$$

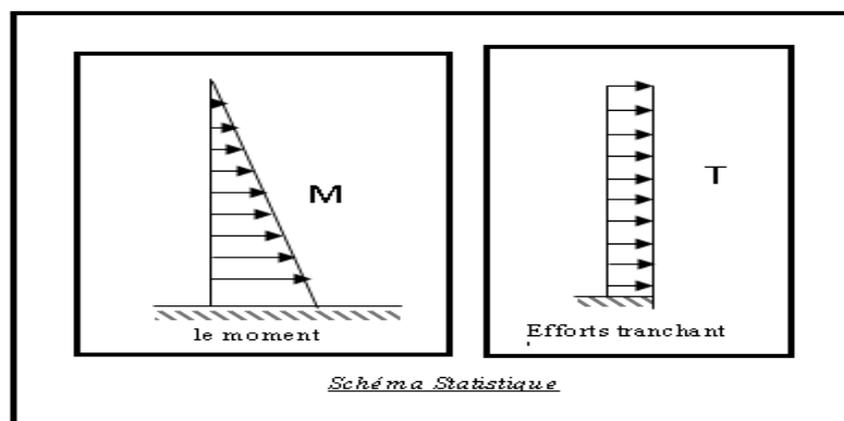


Figure III.3.1 : schéma statique.

III.3.4. Combinaisons d'action

- **E.L.U: (1.35G + 1.5Q)**

$N_u = 1 \times N = 1 \times 187 = 187 \text{ dan/ml}$; On ne le majoré pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 60 = 90 \text{ dan.m}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 100 = 150 \text{ dan/ml}$$

- **E.L.S : (G + Q)**

$$N_{ser} = N_g = 187 \text{ dan/ml.}$$

$$M_{ser} = M = 60 \text{ dan.m.}$$

III.3.5. Calcul de ferrailage

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de largeur $b=100 \text{ cm}$ et de hauteur $h=10 \text{ cm}$.

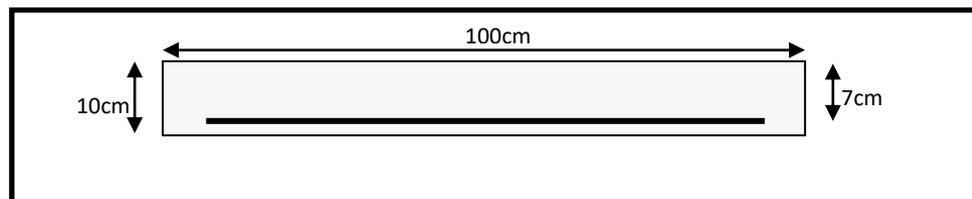


Figure III.3.2 : Section à ferrailer.

- ✓ **Diamètre des barres : BAEL (art A.7.2.1)**

Les diamètres employés sont : $\Phi_L \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \Phi_L \leq 10 \text{ mm}$

On prend : $\Phi_l = 8 \text{ mm}$ et on prend : $\Phi_t = 6 \text{ mm} < \Phi_l$

- ✓ **Protection des armatures**

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures ; soit $c=3 \text{ cm}$ à partir de l'axe de l'armature.

- ✓ **Armatures longitudinales**

- **E.L.U**
- **Détermination de l'excentricité du centre de pression**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{90}{187} = 0.48 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.48 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et l'effort normal étant effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculé en flexion simple soumise à un moment M_I égale au moment par rapport aux armatures tendues.

- **Détermination de la section des armatures à la flexion simple**

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 90 + 187 \left[\left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 93.74 \text{ dan} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{937.4}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.0135 < \mu l = 0.392.$$

Dans les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_f' = 0$).

$$\mu = 0.0135 \Rightarrow \alpha = 0.0176, \beta = 0.993$$

$$A'' = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{937.4}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.41 \text{ cm}^2$$

- **Détermination de la section des armatures à la flexion composée**

N est un effort de compression :

$$A = A_f - \frac{N}{\bar{\sigma}_s}; \quad A' = A_f' = 0$$

$$A = 0.41 - \frac{1870}{100 \times 348} = 0.356 \text{ m}^2$$

• **E.L.S :**

- **Détermination de l'excentricité du centre de pression**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{60}{187} = 0.32 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

Tant que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées préjudiciables.

- **Calcul de la section à la flexion simple :**

$$M_{ser}^1 = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 60 + 187 \left[\left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right) \right] = 63,74 \text{ dan} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_s^1 \cdot b \cdot d^2} = \frac{637,4}{201,63 \times 100 \times (7)^2} = 0,0006$$

$$\mu_1 = 0,0006 \Rightarrow \beta_1 = 0,956 \quad ; \quad k = 0,0095$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_s^1 = 0,0095 \times 201,63 \Rightarrow \sigma_b = 1,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b^{-1} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$A^{ser} = \frac{M_{ser}^1}{\sigma_s^1 \times \beta_1 \times d} = \frac{637,6}{201,63 \times 0,95 \times 7} = 0,47 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de la section à la flexion composée :**

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s} = 0,47 - \frac{1870}{100 \times 201,63} = 0,38 \text{ cm}^2$$

III.3.6. Condition de non fragilité :

• **Section minimale d'armature : BAEL91 (A.4.2.1).**

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad (f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}).$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{min} \geq 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^u ; A^{ser} ; A^{min}) \Rightarrow A = A^{min} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A^l = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 6 = 1,41 \text{ cm}^2.$$

✓ **Pourcentage minimale des armatures longitudinales B.A.E. L91 (B.5.3.1)**

$$A_L \geq 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_u ; A_{ser} ; A_L) = \max (0,41 ; 0,47 ; 2,5) = 2,5 \text{ cm}^2$$

Alors, on prend : $A_1 = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 8 = 2,51 \text{ cm}^2$.

✓ **Armatures De Répartition :**

$$A^r = \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{2} \right) A^l = (0,35 \div 0,705).$$

$$\text{On adopte : } A^r = 4 \text{ } \emptyset \text{ } 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

III.3.7. L'espacement des armatures :

$$A_\ell = 5 \phi 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 4 \phi 6 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

III.3.8. Vérification De L'effort Tranchant: BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa.}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

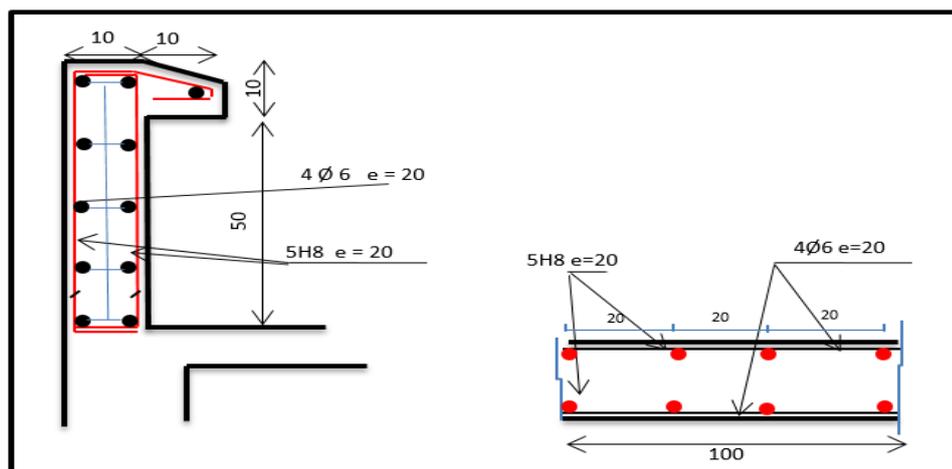
III.3.9. Présentation du ferrailage :

Figure III.3.3: Schéma ferrailage de l'acrotère.

III.4. Etude d'escalier :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Il peut être en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre structure on a un seul type d'escalier en béton armé.

III.4.1. Calcul de l'escalier :

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Paliers d'épaisseur 15cm.
- ✓ Volées parallèles d'épaisseur 15cm.

- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur les quels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes:

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

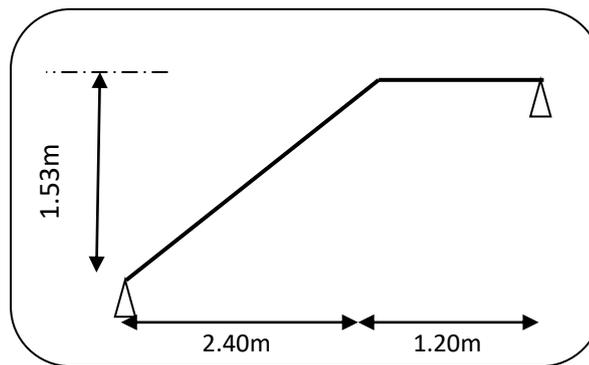


Figure III.4.1. Schéma de volée de l'escalier RDC.

III.4.1.1 Evaluation des charges:

☒ Paillasse :

$$g = 7.37 \times 1ml = 7.37 \text{ KN/ml} \qquad q = 2.5 \times 1ml = 2.5 \text{ KN/ml}$$

☒ Palier :

$$g = 4.75 \times 1ml = 4.75 \text{ KN/ml} \qquad q = 2.5 \times 1ml = 2.5 \text{ KN/ml}$$

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m.

III.4.1.2 Combinaison des charges :

$$E.L.U : Pu = 1,35g + 1,5q$$

$$ELS : Pser = g + q$$

Désignation	Paillasse KN/ml	Palier KN/ml
P_U	13.7	10.16
P_{ser}	9.87	7.25

Tableau.III.4.1. Combinaison des charges

III. 4.1.3 Détermination des sollicitations :

✓ Pour la méthode des charges équivalentes :

✓ La charge équivalente : $q_{\acute{e}q} = \frac{\sum q_i \times l_i}{l_i}$

✓ Moment isostatique : $M_0 = q_{\acute{e}q} \times \frac{l^2}{8}$

✓ L'effort tranchant : $T_U = q_{\acute{e}q} \times \frac{L}{2}$

• **ELU :** $q_e = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{13.7(2.4) + 10.16(1.20)}{2.4 + 1.20} = 12.52 \text{ KN/ml}$

• **ELS :** $q_e = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{10.66(2.84) + 7.80(1.20)}{2.84 + 1.20} = 9.99 \text{ KN/ml}$

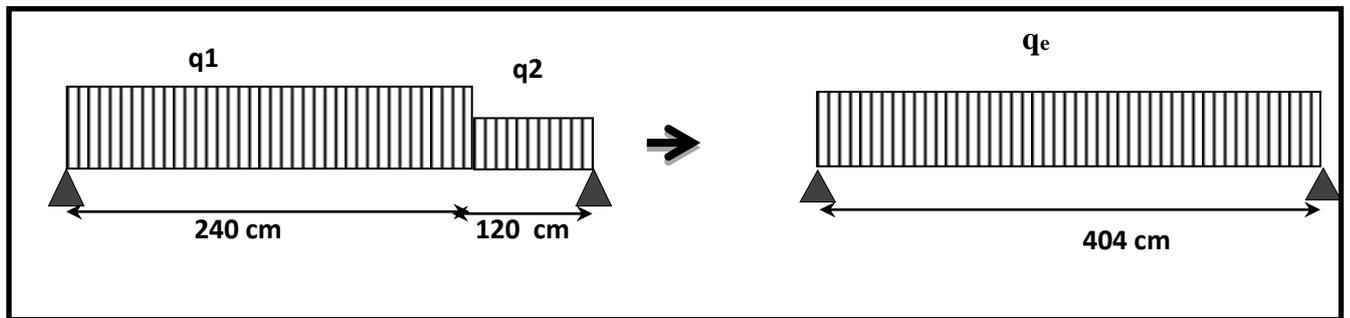


Figure III.4.2. schéma statique de volée

III.4.1.4 Moments et Effort Tranchants :

Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8}$

Moment sur appui : $M_a = 0.3M_0$

Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$

	q_{eq} (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_u (KN)
ELU	12.52	25.54	7.66	21.71	25.29
ELS	9.99	20.38	6.114	17.32	20.18

Tableau.III.4.2: Moments et Effort Tranchants .

L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2}$

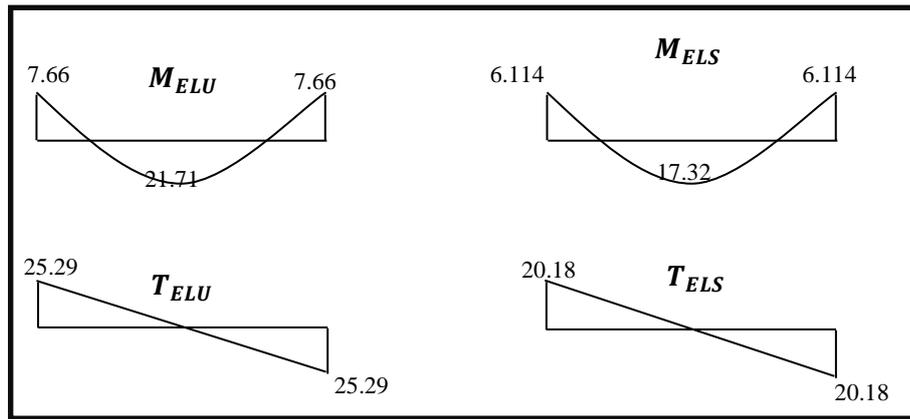


Figure III.4.3: Diagramme de moment et l'effort tranchant

III.4.1.5. Ferrailage :

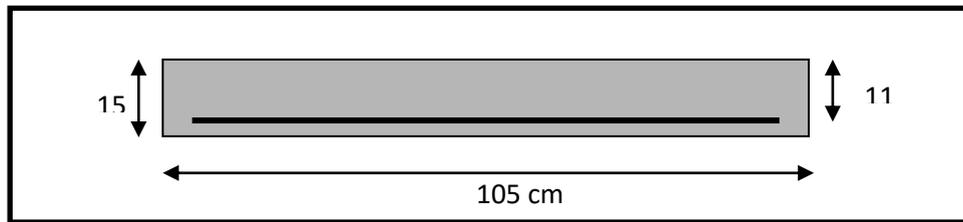


Figure III.4.4: Section D'escalier

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec : $C \geq 1 + 1 = 2$ on choisit $C = 2\text{ cm}$

$$\phi \leq \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm} \Rightarrow \phi = 10\text{ mm}$$

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2} ; \phi \leq \frac{h}{10} ; C_0 \geq 1$$

$$b = 105\text{ cm}$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 13 \text{ cm}$$

❖ Armatures Longitudinales:

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} ; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = (1 - 0.4 \alpha) ; A_{calc} = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

Fc28 (MPa)	Ft28 (MPa)	γ_b	γ_s	d(m)	f_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)	Fe(MPa)
25	2.1	1.5	1.15	0.13	14.20	348	400

Tableau.III.4.3 : Caractéristiques géométriques et mécaniques.

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

Elément	Mu (N.m)	μ	μ_l	α	β	Acalc (cm ²)
Travée	21710	0.086	0,392	0,1125	0,955	5.025
Appuis	7660	0,03	0,392	0,0381	0,985	1.72

Tableau.III.4.4: calcul de la section des armatures.

➤ **E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n’y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n’est pas nécessaire si l’inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	f _{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	0,1125	21710	17320	1,25	25	0,375	Vérifiée
Sur appuis	0,0381	7660	6114	1,25	25	0,375	Vérifiée

Tableau.III.4.5: vérification de la contrainte

III.4.1.6. Vérification :

➤ **Conditions de non fragilité :**

- **Section minimale d’armatures : BAEL91 (A.4.2, 1).**

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \times 105 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.65 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4).**

$$A^2_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A^2_{\min} \geq 0,001 \times 105 \times 15 = 1.575 \text{ cm}^2$$

	A _u (cm ²)	A ¹ _{min} (cm ²)	A ² _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	5.025	1.65	1.575	5.025	5HA12 = 5.65
Appuis	1.72	1.65	1.575	1.72	3HA10 = 2.36

Tableau.III.4.6: Armatures de Longitudinales

❖ **Armatures de répartitions** : $A_t = A_L / 4$

Elément	$A_l(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$
Travée	5.65	1.415	3T8 = 1.51
Appuis	2.36	0.59	3T6 = 0.85

Tableau.III.4.7: Armatures de répartitions

❖ **L'espacement entre les armatures** : **B A E L 91** (art 8.2.42)

☒ **Armatures longitudinales** :

$$S_l \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

❖ Travée: $S_l = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm}$

❖ Appuis: $S_l = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

➤ **Armatures transversales**:

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

❖ Travée: $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

❖ Appuis: $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$

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

• **La contrainte tangente τ_u** : **BAEL91 (A.5.1, 1)**.

$$T_U = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \text{ Comme la fissuration est peu nuisible, alors la valeur admissible } \bar{\tau}_u \text{ est}$$

$$\text{donnée par la formule suivante : } \bar{\tau}_u = \min\left(0, 20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \text{ (BAEL (A.5.1,211)).}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{25290}{1050 \times 130} = 0.185 \text{ MPa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0, 2f_{c28}/\gamma_b; 5 \text{ MPa}) \text{ (BAEL91 art A.5.1,211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 4) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.185 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \text{ (Condition .Vérifier)}$$

Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1):

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{404} \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} \Rightarrow 0.0371 \leq 0.085 \dots \dots C.N.V$$

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.85}{105 \times 15} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.003714 \leq 0.0105 \dots \dots C.V$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{404} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0371 \leq 0.0625 \dots \dots C.N. V$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L

• **Calcul de la flèche : BAEL91 (Art : B.6.5.3) (p : 107).**

➤ **Position de centre de gravité de la section homogène :**

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}$$

Avec : η coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$Y_G = \frac{105 \times 15 \times \frac{15}{2} + 15 \times 5.65 \times 13}{105 \times 15 + 15 \times 5.65} = 7.78 \text{ cm}$$

Alors : $Y_G' = h - Y_G = 15 - 7.78 = 7.22 \text{ cm}$

$$\delta = d - Y_G = 13 - 7.78 = 5.22 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left[\left(\frac{h}{2} \right) - Y_G \right]^2 + \eta \times A \times (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{105 \times 15^3}{12} + 105 \times 15 \times \left[\left(\frac{15}{2} \right) - 7.78 \right]^2 + 15 \times 5.65 \times (13 - 7.78)^2$$

$$= 4401.53 \text{ cm}^4$$

➤ **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{5.65}{13 \times 105} = 0.00414$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.00414} = 5.07$$

Déformation de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.00414} = 2.03$$

➤ **Calcul du moment fléchissant d'ELS :**

$$g = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{(L_{palier} + L_{paillasse})}$$

g : c'est l'ensemble de la charge permanente.

J : charge permanente sans revêtement.

ρ : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par l'élément considéré.

$$g = \frac{(4750 \times 1.2) + (7370 \times 2.4)}{(1.2 + 2.4)} = 6496.66 \text{ N/ml}$$

$$j = \frac{(3750 \times 1.2) + (4500 \times 2.4)}{(1.2 + 2.4)} = 4250 \text{ N/ml}$$

$$\rho = g + j = 6496.66 + 4250 = 10746.66 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 6496.66 \times 4.04^2}{8} = 11266.31 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 4250 \times 4.04^2}{8} = 7370.22 \text{ N.m}$$

$$M_\rho = \frac{0.85 \times \rho \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 10746.66 \times 4.04^2}{8} = 18636.53 \text{ N.m}$$

➤ **Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature:**

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61)

(P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0.00414 = 0.414$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

-On tire la valeur β_1 : $\rho_1 = 0.414 \Rightarrow \beta_1 = 0.753$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{10646}{6.79 \times 0.753 \times 14} = 192.76 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{6690.80}{6.79 \times 0.753 \times 14} = 121.15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{17336.79}{6.79 \times 0.753 \times 14} = 313.90 \text{ Mpa}$$

Calcul du coefficient μ :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00617 \times 192.76 + 2.1} = 0.36$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00617 \times 121.15 + 2.1} = 0.17$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00617 \times 313.90 + 2.1} = 0.55$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 24385.76) / (1 + 1.36 \times 0.36) = 17956.06 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 1,1 \times 24385.76) / (1 + 3.40 \times 0.36) = 12003.45 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 1,1 \times 24385.76) / (1 + 3.40 \times 0.17) = 17143.68 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 1,1 \times 24385.76) / (1 + 1.36 \times 0,55) = 15405.26 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.21)}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.22)}$$

$$f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{fv}^g} = \frac{[25613,18 \times (404^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 16445.16]} = 0.89 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fi}^g} = \frac{[25613,18 \times (404^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 10505.72]} = 0.45 \text{ cm}$$

$$f_v^j = \frac{M_j \times l^2}{10E_v \times I_{fv}^j} = \frac{[21239,99 \times (404^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 13790.64]} = 0.59 \text{ cm}$$

$$f_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{fv}^j} = \frac{[36125,68 \times (404^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 11480.54]} = 1.19 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.90 \text{ cm} < f_{adm} = 0.5 \text{ cm} + \frac{404}{1000} = 0.904 \text{ cm}$$

Alors la condition de flèche est vérifiée.

III.4.1.7. Présentation ferrailage d'escalier

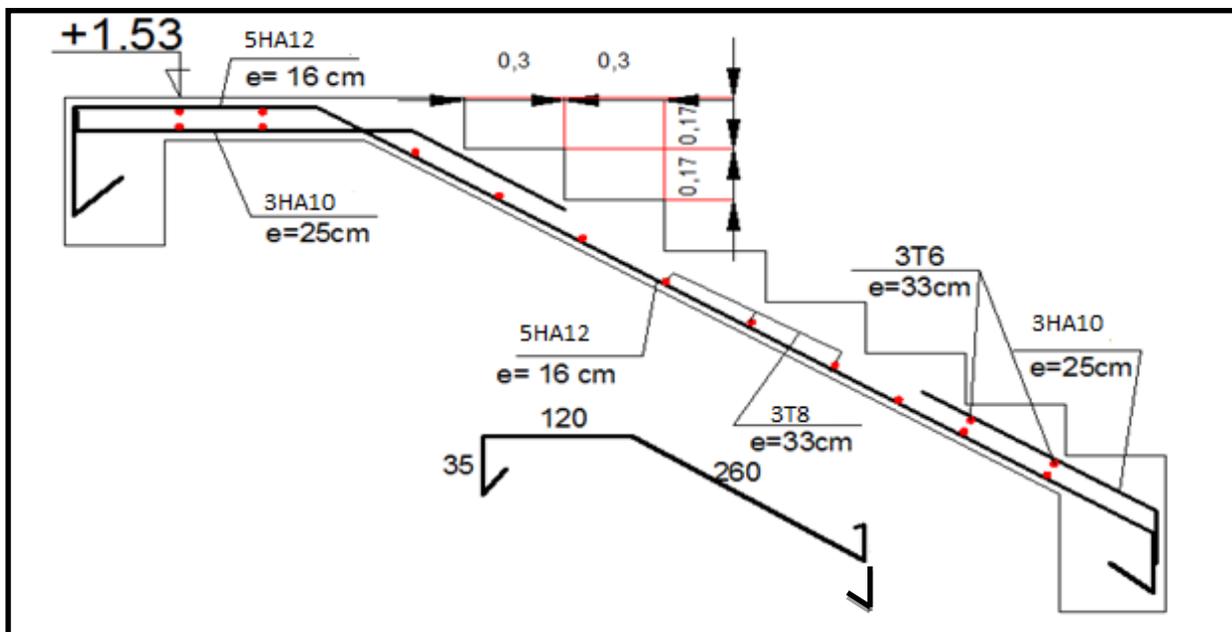


Figure III.4.5. Schéma de ferrailage de l'escalier

III. 4.2. Calcul de la poutre palier :

La poutre palière est une poutre d'appui pour le palier de l'escalier, elle est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- son poids propre "pp".
- poids du mur extérieur pm.
- La réaction de la volée.

III. 4.2.1. Prédimensionnement:

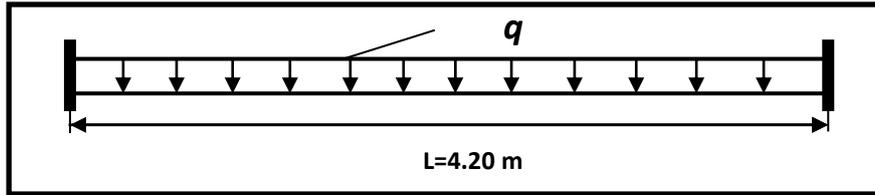
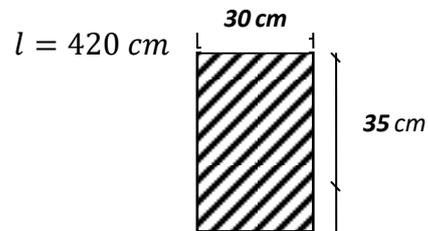


Figure III.4.6 . Charge Poutre Palier

$$h \geq \left(\frac{l}{16} \div \frac{l}{10} \right)$$

$$h \geq \left(\frac{420}{16} \div \frac{420}{10} \right) \Rightarrow h \geq (26.25 \div 42)$$



Section (30x35) cm²

Alors on prend: $h = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

III. 4.2.2. Évaluation des charges :

- poids propre de la poutre :
 $g = h.b.\gamma = 0,3 \times 0,35 \times 25 = 2.63 \text{ KN/ml}$
- la réaction d'escalier :
 $P = P_{eq} \times L/2 = 6.49 \times 4.04/2 = 13.10 \text{ KN/ml}$
- $q = Q \times L/2 = 2.5 \times 4.04/2 = 5.05 \text{ KN/ml}$
- poids du mur :
 $g_m = h.\gamma = 2.76 \times 1.53 = 4.22 \text{ KN/ml}$

III. 4.2.3. Calcul de la poutre à la flexion :

E.L.U : $P_u = 1,35 (g + P + g_m) + 1,5 q = 34.51 \text{ KN/ml}$

- E.L.S : $P_{ser} = g + P + g_m + q = 25 \text{ KN/ml}$

$$M_t = 0.85M_0 \quad M_a = 0.3M_0 \quad M_0 = \frac{P \times l^2}{8} \quad T = \frac{p \times l}{2} \quad l = 4.30 \text{ m}$$

	P (KN /ml)	M ₀ (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	Tu (KN)
ELU	34.51	76.09	22.827	64.67	72.471
ELS	25	55.125	16.54	46.85	52.5

Tableau.III.4.8. Moments et Effort Tranchants

22.83	22.83	16.54	16.54
-------	-------	-------	-------



Figure III.4.7: Diagramme de moment

III. 4.2.4. Calcul de ferrillage :

❖ E.L.U :

L'enrobage :

$c = 3\text{cm}$

$d = h - c = 35 - 3 = 32\text{cm}$

$b = 30\text{ cm}$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad ; \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \quad ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \quad ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

✓ Les armatures longitudinales :

Elément	$M_u (KN.m)$	M	μl	A	B	A_{cal}
Travée	64.67	0.148	0.392	0.201	0.9196	6.31
Appui	22.827	0.052	0.392	0.066	0.9736	2.105

Tableau.III.4.9. armatures longitudinales

❖ E.L.S :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b set inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad f_{c28} = 25\text{ MPa}$$

Elément	M_U	M_S	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	64.67	46.85	1.380	0.201	0.44	CV
Appui	22.827	16.54	1.380	0.066	0.44	CV

Tableau.III.4.10: vérification de la contrainte

❖ Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad f_{t28} = 2.1\text{ MPa}$$

❖ Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h$$

❖ Pourcentage minimale : RPA99 /V2003

$$A_{min}^{RPA} = 0,5 \% . b . h$$

Elément	A_{cal}	A_{min}	A'_{min}	A_{min}^{RPA}	A_{max}
Travée	6.31	1.16	1.05	5.25	6.31
Appui	2.105	1.16	1.05	5.25	5.25

Tableau.III.4.11 : Armatures Longitudinale choisi

III. 4.2.5. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$\tau_U = \frac{T_u}{b_0 . d} = \frac{72471}{300 \times 320} = 0.75 MPa$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 MPa$

$$\tau_u = 0.75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

❖ Exigence du RPA :

✓ Armatures Transversales :

D'après le RPA (art.7.5.2.2) : $A_t = 0,003Sb$

$$. S = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L\right) = \min\left(\frac{35}{4}, 12\phi_L\right) \Rightarrow S = 8,75cm$$

$A_t = 0,003 \times 8,75 \times 35 = 0,9187cm^2$, dans la zone nodale on adopte 2T8 (1,01 cm^2)

$$. S \leq \frac{h}{2} = 17,5cm, \text{ Dans la zone courante}$$

$A_t = 0,003 \times 17,5 \times 35 = 1,83cm^2$, donc on adopte 4T8 (2,01 cm^2).

✓ Vérification De La Flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{420} = 0.083 \rightarrow \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{35}{420} = 0.083 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \dots \dots CV$$

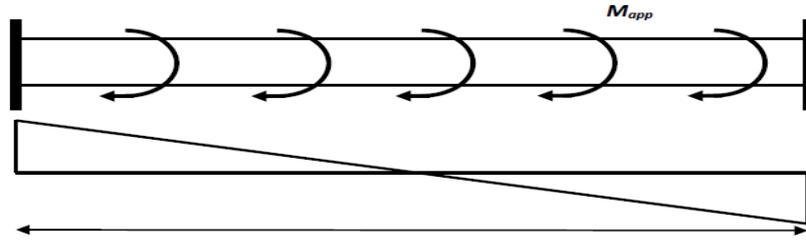
$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.79}{30 \times 32} = 0.0072 \leq 0.01 \dots \dots \dots CV$$

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.
Donc la flèche est vérifiée.

III. 4.2.5. Calcul de la poutre a la torsion :

La torsion de la poutre paliere est provoquée par la flexion de la paillasse.

$$M_{tor} = Ma \text{ (Escalier).}$$



$$M_{tor} = M_{app} \times \frac{L}{2} = 22.827 \times \frac{4.20}{2} = 47.93 \text{ KN.m}$$

Le moment de torsion maximale.

III. 4.2.6. Vérification du béton :

- Contrainte tangente due à l'effort tranchant :BAEL (art A.5.4.21)

On remplace la section réelle par une section creuse équivalent dont l'épaisseur de paroi "bt" est égale aux (1/6) du diamètre du plus grande cercle qui il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$T_{uv} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

T_u : moment de torsion ($T_u = 72471 \text{ N.m}$)

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = 5$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) * (b - b_t) = 750 \text{ cm}^2$$

$$T_{uv} = \frac{72471}{2 \times 750 \times 5} = 9.66 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2 \times \tau_{uv}^2 \leq (\tau_{ultim})^2 \quad \text{section pleine}$$

$$\tau_u^2 \times \tau_{uv}^2 = (9.66)^2 \times (0.72)^2 = 8.53$$

$$(\tau_{ultim})^2 = (3.25)^2 = 10.56$$

$$8.9 \leq 10.56 \dots \dots \dots CV$$

☒ Les armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ;$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (35 - 5)] = 110 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{110 \times 33050}{2 \times 750 \times \frac{400}{1.15}} = 6.96 \text{ cm}^2$$

Section	Flexion	TORSION	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2)$
Travée	6.31	$\frac{6.96}{2} = 3.48$	5.25	6T12 = 6.79
Appuis	2.105	$\frac{6.96}{2} = 3.48$	5.25	6T12 = 6.79

☒ Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{43530}{2 \times 750 \times 348} = 0.083 cm^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espacement d'armature.

On prend un espacement de 15cm Soit : $3\emptyset 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

III. 4.2.7. Dessin De Ferrailage De La Poutre Palière :

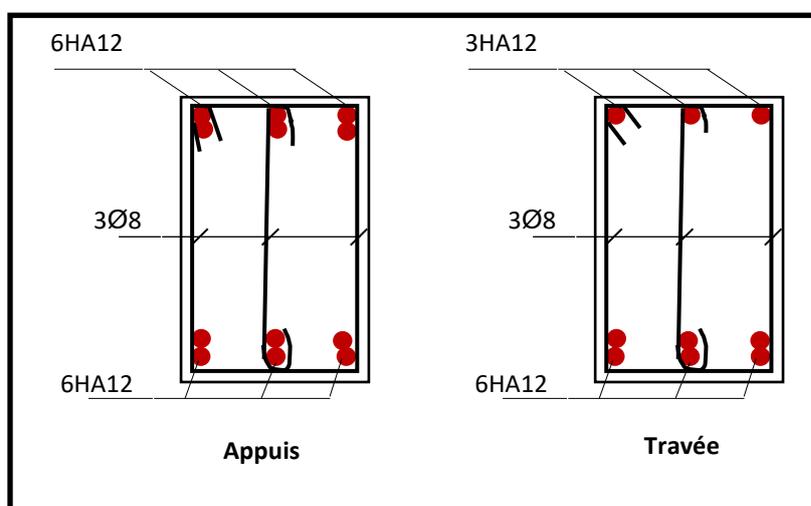


Figure III.4.8. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III. 5. Etude de Balcon :

III. 5.1. Methode de calcul :

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

- G : Poids propre de la console.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère.

III. 5.2. Combinaison des charges:

➤ **terrasse :**

$g = G \times 1m = 4.49 \times 1 = 4.49 \text{ kN/ml}$ (charge permanentes).

$q = Q \times 1m = 1 \times 1 = 1 \text{ kN/ml}$ (surcharge d'exploitation)

$P = 1.83 \text{ kN/m}$ (Poids de l'acrotère)

➤ **Étage courant :**

$g = G \times 1m = 4.02 \times 1 = 4.02 \text{ kN/ml}$ (charge permanentes).

$q = Q \times 1m = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ kN/ml}$ (surcharge d'exploitation)

La charge des murs (force concentrée) $P = 2.76 \times 1 \times 1.4 = 3.864 \text{ KN}$

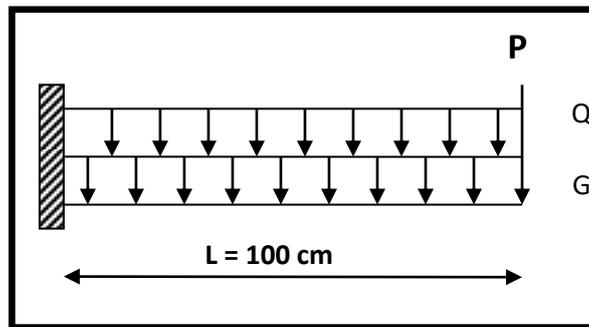


Figure III.5.1: schéma statique du balcon

III. 5.3. Calcul des sollicitations :

$M_g = \frac{g}{2} l^2 ; M_q = \frac{q}{2} l^2 ; M_p = pl$

$T_g = gl ; T_q = ql ; T_p = p$

	M_g (kN.m)	M_q (KN.m)	M_p (KN.m)	T_g (KN)	T_q (KN)	T_p (KN)
Terrasse	2.245	0.5	1.83	4.49	1	1.83
Etage courant	2.01	1.75	3.864	4.02	3.5	3.864

Tableau.III.5.1: sollicitations sur un balcon

III. 5.4. Les Combinaisons D'action :

☒ **E.L.U :**

$M_u = 1,35 (M_g + M_p) + 1,5M_q$

$T_u = 1,35 (T_g + T_p) + 1,5 T_q$

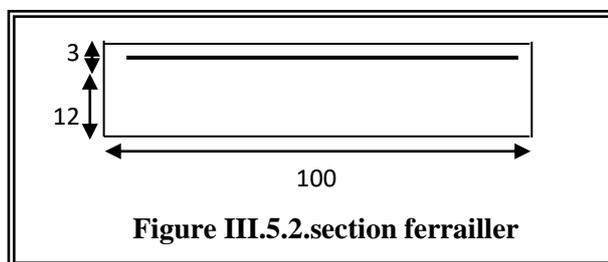
☒ **E.L.S :**

$$M_{ser} = M_g + M_p + 1,5M_q$$

		Terrasse	Étage courant
ELU	M_u (KN.m)	6.2512	10.55
	T_u (KN)	10.032	15.89
ELS	M_{ser} (KN.m)	4.825	8.499

Tableau.III.5.2: les sollicitations sur un appui

III. 5.5. Calcul du Ferrailage :



➤ **Terrasse:**

☒ **E.L.U :**

$$M_u = 6.2512 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{6251.2}{14.2 \times 100 \times 12^2} = 0.0305$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0,0305 \Rightarrow \alpha = 0,0387 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{6251.2}{348 \times 0.974 \times 12} = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.54 \text{ cm}^2$$

☒ **E.L.S :**

-La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}, \text{ } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	α	ᾱ	condition
6251.2	4825	1.294	0,0641	0.398	V

- **Pourcentage minimale :** BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :** BAEL (art A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2.$$

- **Tableau récapitulatif :** $A = \max (A_u ; A_{\min} ; A'_{\min})$

A_u (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A'_{\min} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
1.54	1,449	1,50	1.54	2T10 = 1.57

➤ **Étage courant :**

- ☒ **E.L.U :**

M_u (N.m)	μ	$\mu\ell$	α	β	A_u (cm ²)
10550	0.0516	0,392	0.066	0,9736	2.59

- ☒ **E.L.S :**

M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	condition
10550	8499	1,241	0.066	0,3705	V

- **Tableau récapitulatif :** $A = \max (A_u ; A_{\min} ; A'_{\min})$

A_u (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A'_{\min} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
2.59	1,449	1,5	2.59	3T12 = 3.39

III. 5.6. Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{15390}{1000 \times 120} = 0.128 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5\text{MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = 0,128 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{(C.V)}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III. 5.7. Les Armatures De Répartition :

- ☒ Terrasse:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{1.57}{4} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 2\emptyset 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

☒ Étage courant :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.8475 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 3 \emptyset 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

III. 5.8. Espacement Entre Les Armatures :

➤ **Les armatures longitudinales :**

- Terrasse: $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

- Étage courant : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

➤ **Les armatures transversales :**

- Terrasse: $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$. Soit : $S_t = 30 \text{ cm}$.

- Étage courant : $S_t = \frac{100}{3} = 30 \text{ cm}$

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieures aux valeurs max données par :

$$S_t^l \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t^l = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}.$$

.

$$S_t^r \leq \min (4h, 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t^r = 30 \text{ cm} < 40 \text{ cm}.$$

III. 5.9. Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \longrightarrow 15/100=0.15 > 0.1 \quad (M_t=M_o) \quad (\text{c.v})$

- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

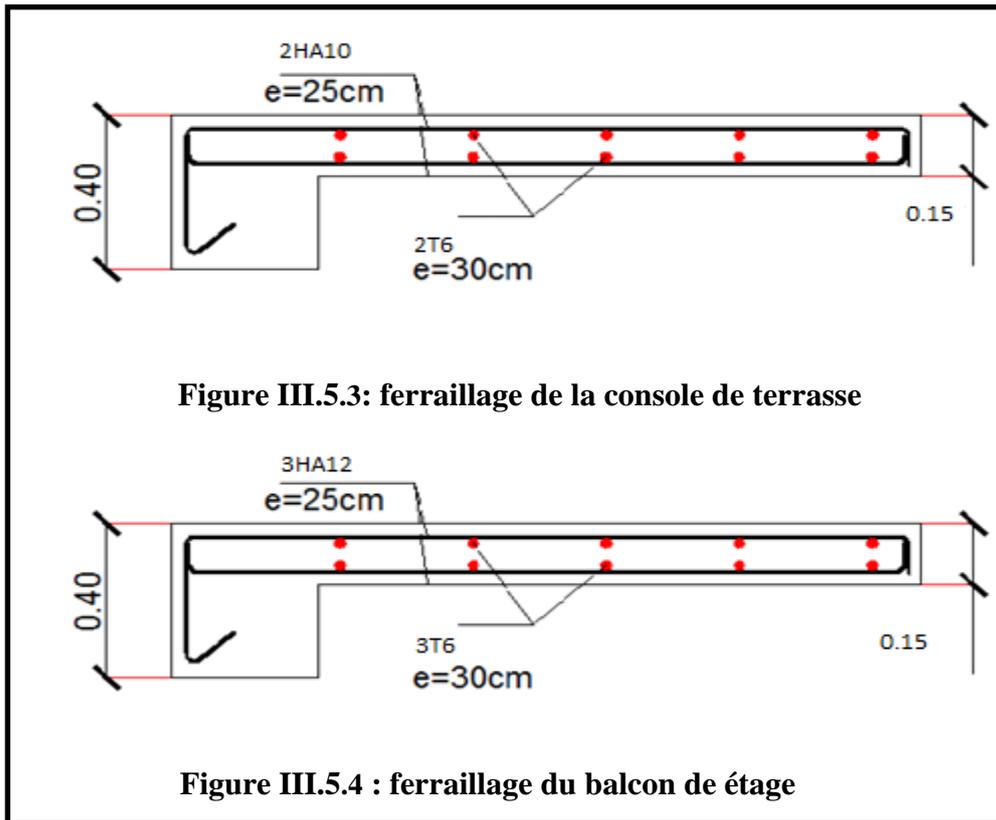
A/ Étage courant : $3.39/(100 \cdot 12) = 0.0028 < 4.2/400 = 0.0105 \quad (\text{c.v})$

B/ Terrasse : $1.57/(100 \cdot 12) = 0.00130 < 4.2/400 = 0.0105 \quad (\text{c.v})$

- $h/L \geq 1/16 \longrightarrow 15/100 = 0.15 > 0.0625 \quad (\text{c.v})$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

III. 5.10. Présentation ferrailage :



CHAPITRE IV

CHAPITRE IV : Etude Sismique

IV.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.3. Méthode de calcul :

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

IV.3.1. Méthode statique équivalente :

➤ Principe :

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

➤ Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans L'article 4.1.2 du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées dans l'ADDENDA 2003.

IV. 3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

➤ Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.4. Calcul Des Actions Sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale)

Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des efforts engendrés dans la structure par des forces sismiques représenté par un spectre de réponse de calcul, ces efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

➤ Buts de l'analyse dynamique :

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie des surcharges D'exploitation Q ($\beta = 0,2$).

➤ Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :

Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation, implanté dans la wilaya de **Sétif (Zone IIa)**, et ayant une hauteur totale de **27.54 m**, il sera classé au groupe d'usage **2**.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol Meuble de catégorie S3.

➤ Spectre de calcul :

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 / version 2003.**

Détermination des paramètres du spectre de réponse :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

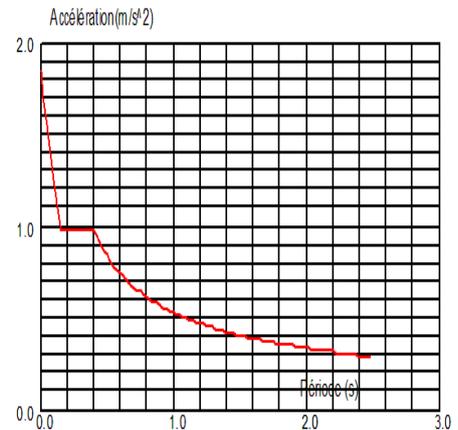


Figure IV.1. Spectre de calcul

IV.5. Analyse de la structure Initiale :

IV.5.1. Description du logiciel de calcul (ROBOT)

Le système **Robot Structural Analyses 2011** est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

Ainsi que vérifier les résultats obtenus. La dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée.

- Les caractéristiques principales du logiciel Robot Structural analyse sont les suivantes : Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet,
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- Possibilité de composer librement les impressions (note de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels).

IV.5.2. Modélisation de la structure initiale :

Les caractéristiques dynamiques de la structure (modes propres et formes propres) sont déterminées en utilisant le logiciel de calcul (ROBO2011) qui fera l'objet d'une présentation détaillé ci-après. La figure IV.1 montre la structure initiale.

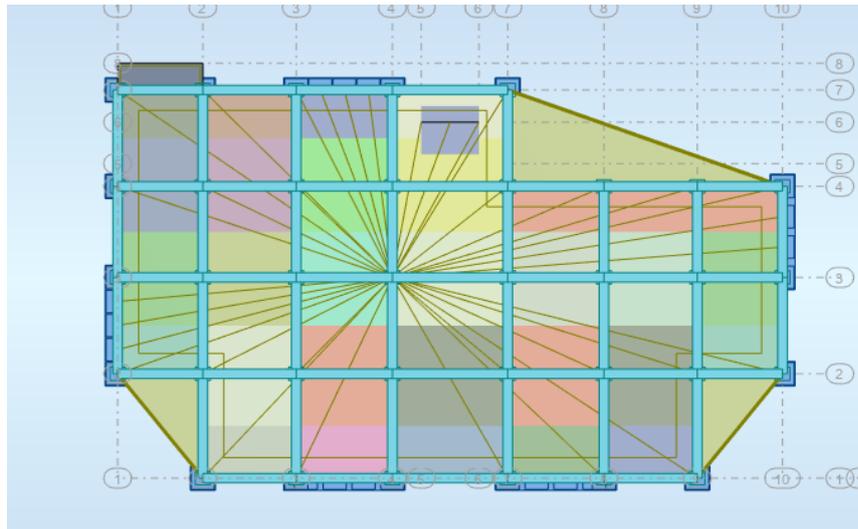


Figure IV.2.vue en plan de la structure.

IV.5.3 Calcul de la force sismique :

D'après le RPA 99 article 4.2.3 pages 25, la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération, donné par le tableau 4.1 page 26 du RPA.

Pour notre structure on a :

- Zone sismique II_a (wilaya de Sétif)
- Groupe d'usage 2

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A = 0.15**

- **R : Coefficient de comportement global de la structure :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 page 28 du RPA99/v2003 en fonction du système de contreventement. Dans notre structure on a un système de contreventement mixte (voiles /portiques) en béton armé avec interaction. D'où **R=5**

- Facteur de correction d'amortissement "η" :

$$\xi = 7\% \longrightarrow \text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7 \longrightarrow \eta = \mathbf{0.881}$$

- Période T1 et T2 du site considéré :

$$\begin{cases} T1 = 0.15 \text{ s} \\ T2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$$

- **Q : Facteur de qualité**

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 du RPA99.

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	✓ 0	0,05
2. Redondance en plan	✓ 0	0,05
3. Régularité en plan	0	✓ 0,05
4. Régularité en élévation	✓ 0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	✓ 0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	✓ 0,10

Tableau.IV.1. Valeurs des pénalités P_q .

Alors à partir de tableau on trouve : $Q = 1.20$

Nombre de modes à considérer :

D'après RPA99-v2003 (Art :4.3.4-a) : Pour les structures représentées par des modèles plans de deux directions orthogonales, le nombre de Vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- _ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.
- _ Ou que les modes ayant un masse model effective supérieure a **05%** De la masse Totale de la structure soient retenus pour les déterminations de la réponse totales de la structure.
- _ Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

IV.5.4. Disposition des voiles de contreventement

IV. 5.4.1. Première variante :

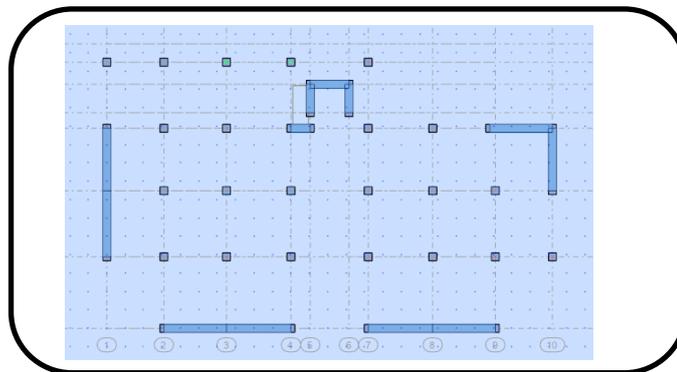


Figure IV.3. Premier variante des voiles.

- Périodes et factures de participation massique modale :

Après l'Analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats suivant :

Cas Mode	Fré [Hz]	Période [sec]	M.Modale UX [%]	M.Modale UY [%]	M.Cumulées UX [%]	M.Cumulées UY [%]	Nature
1	1.49	0.67	5.81	56.36	5.81	56.36	Torsion
2	1.85	0.54	50.80	11.46	56.61	67.82	Torsion
3	2.82	0.35	12.56	3.15	69.17	70.97	
4	5.66	0.18	1.59	13.66	70.76	84.64	
5	7.34	0.14	12.69	3.39	83.45	88.03	
6	11.72	0.09	0.46	4.34	83.91	92.37	
7	12.23	0.08	4.61	0.81	88.52	93.18	
8	15.49	0.06	4.27	1.02	92.79	94.19	
9	17.99	0.06	0.20	1.97	92.99	96.16	
10	19.44	0.05	0.00	0.00	92.99	96.16	

Tableau.IV.2. Périodes et factures da participation massique modale (Premier variante).

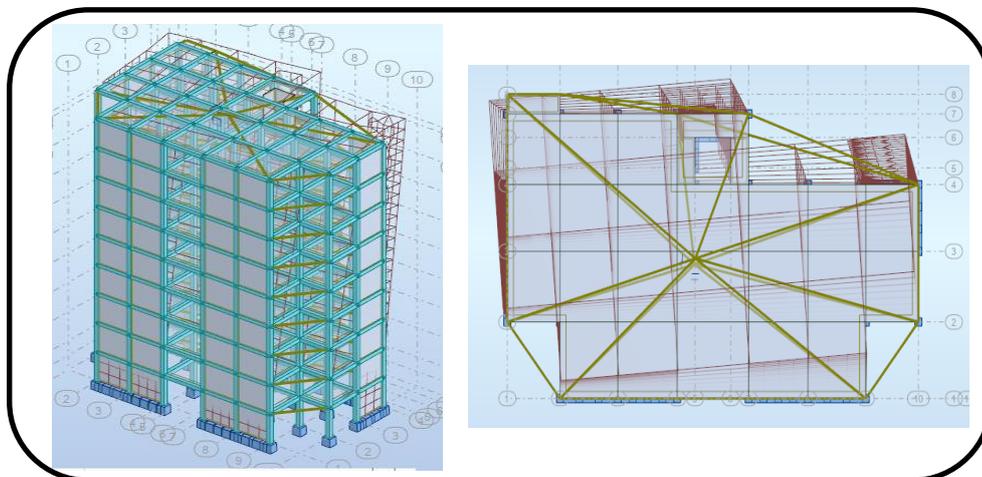


Figure IV.4. Premier mode de vibration. Vue 3D et Vue en plan (Premier variante).

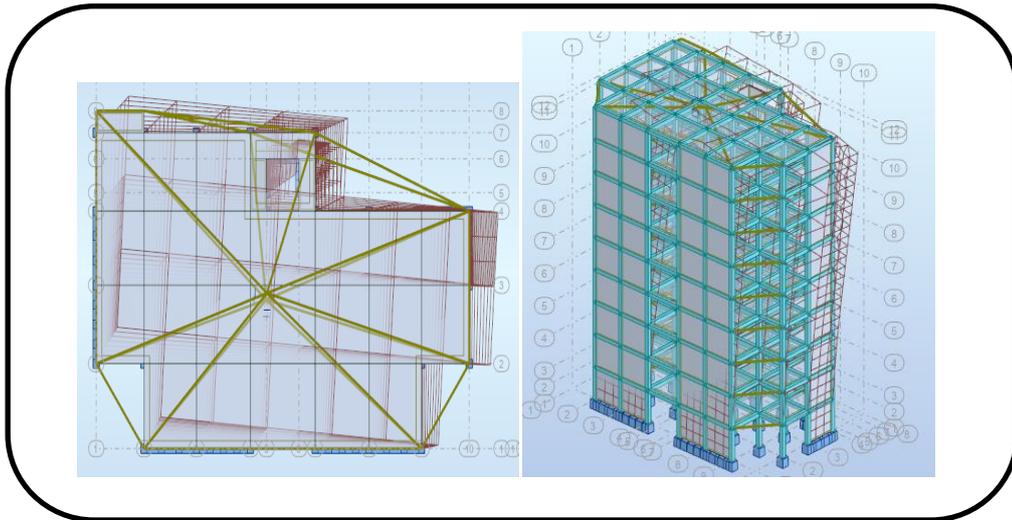


Figure IV.5. Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).

Interprétation

L'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous permet de dire ce qui suit :

on constate qu'il faut 8 modes pour attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

- le 1^{er} mode est un mode de torsion.
- le 2^{ème} mode est un mode torsion
- le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

Nous concluons alors, que la conception de la structure est mauvaise et il faut alors revoir le système de contreventement et surtout la disposition de certains voiles pour obtenir des modes de translations purs qui doivent absorber le maximum d'énergie sismique induite à la structure lors d'un tremblement de terre.

-La solution :

Proposition :

- On change les positions et dimensions des voiles.

IV.5.4.2. Deuxième Variante :

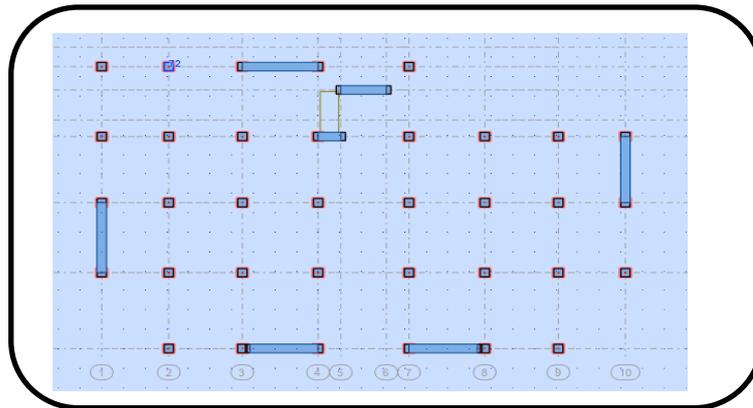


Figure IV.6. Deuxième variante des voiles

• Périodes et facteurs de participation massique modale :

Cas Mode	Fré [Hz]	Période [sec]	M.Modale UX [%]	M.Modale UY [%]	M.Cumulées UX [%]	M.Cumulées UY [%]	Nature
1	1.33	0.75	0.01	70.07	0.01	70.07	Translation
2	1.68	0.60	70.13	0.01	70.13	70.08	Translation
3	1.99	0.50	2.44	0.99	72.57	71.07	Torsion
4	5.14	0.19	0.00	16.55	72.57	87.62	
5	6.10	0.16	14.95	0.02	87.52	87.64	
6	8.11	0.12	0.61	0.13	88.13	87.77	
7	11.02	0.09	0.00	6.03	88.14	93.80	
8	12.65	0.08	5.59	0.01	93.73	93.81	
9	17.63	0.06	0.00	2.69	93.73	96.50	
10	17.82	0.06	0.20	0.14	93.93	96.63	

Tableau.IV.3. Périodes et factures da participation massique modale (deuxième variante).

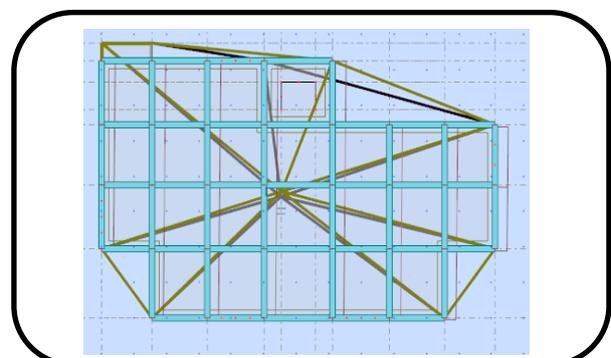
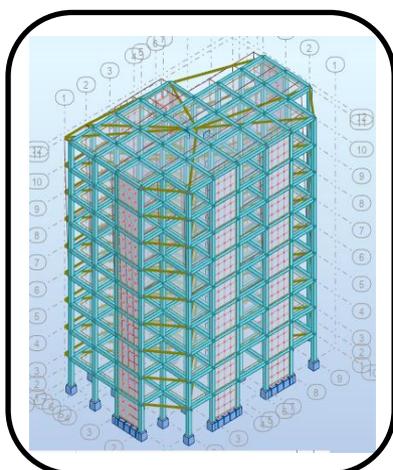


Figure IV.7. Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).

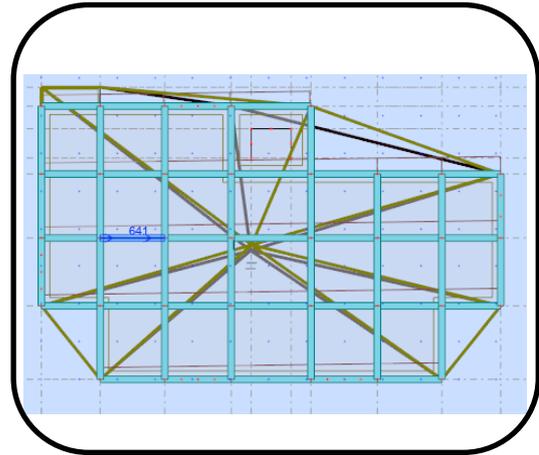
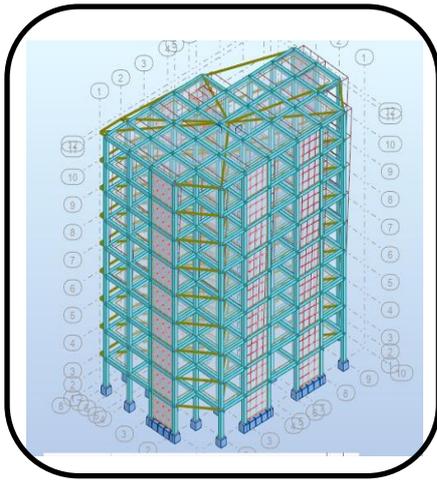


Figure IV.8. Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).

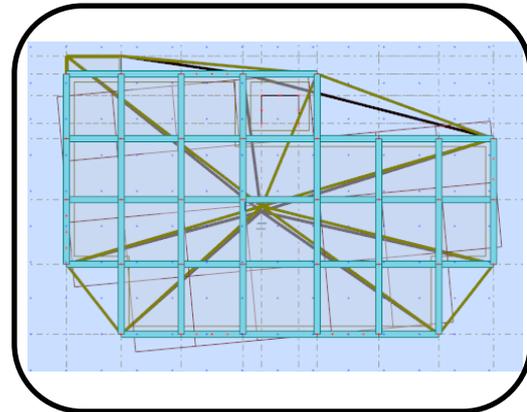
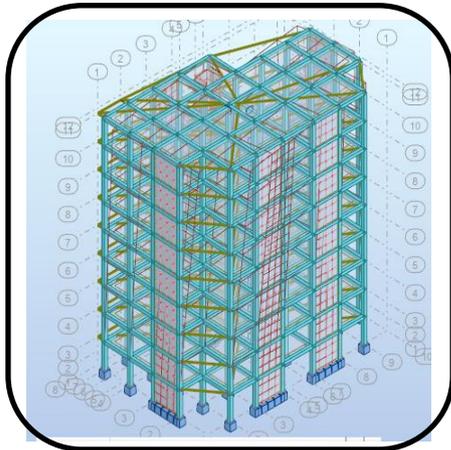


Figure IV.9. Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).

Conclusion:

- ✓ On constate qu'il faut 8 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a
- ✓ Le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe Y avec 69.82 % de participation de masse modale.
- ✓ Le 2^{ème} mode est un mode translation selon l'axe X avec 69.92 % de participation de masse modale.
- ✓ Le 3^{ème} mode est mode torsion pure.
- ✓ On constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion).

IV.6. Distribution des Forces Sismiques :

L'effort tranchant au niveau e l'étage K est donné par la formule :

$$K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FZ [kN]	FZ sur les voiles [kN]
2601.85	1029.12	2250.53	913.88	-35337.89	-5890.19

Tableau.IV.4. L'efforts réduits sur les poteaux et les voiles

- **Justification selon RPA 99-v2003 (Art : 3.4.4a)**

- ✓ Que les voiles de contreventement ne doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Dues aux charges verticales (.de logiciel ROBOT).

$$\frac{F_z \text{Voile}}{F_z \text{Totale}} = \frac{-890.19}{-35337.89} = 16.66 \% < 20\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

- ✓ Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

$$\frac{F_x \text{Poteau}}{F_x \text{Totale}} = \frac{1029.12}{2601.85} = 39.55\% > 25\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

$$\frac{F_y \text{Poteau}}{F_y \text{Totale}} = \frac{825.48}{2289.59} = 36.05\% > 25\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

DONC : La condition de l'interaction portique-voile est vérifier.

Remarque : La Structure est à système de contreventement par des voiles et des portiques.

- **Effort tranchant de la base :**

$$V_x = 260.185 \text{ t} \quad ; \quad V_y = 225.053 \text{ t.}$$

- ❖ **Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure**

- ❖ **Résultante des forces sismiques à la base V_t**

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être Inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V, soit : $V_t > 0.8 V$ Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont Comme suit :

- Effort sismique dans le sens X..... $V_t = V_x = 2601.85 \text{ t}$
- Effort sismique dans le sens Y..... $V_t = V_y = 2250.53 \text{ t}$.

IV.7. Calcul Des Actions Sismiques (Selon Méthode Statique Equivalente) :

R.P.A.99/V2003 (article : 4-2-3) (page : 44 ,45)

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

_ V : Effort tranchant à la base.

_ A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone Sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe	Zone			
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau.IV.5. Coefficient d'accélération de zone A.

Zone II a, Groupe 2 $\Rightarrow A = 0.15$

- D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du Facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la Structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

_ T2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7**.

_ η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\left[\left(\frac{7}{2} \right) + \xi \right]} \geq 0.7$$

(Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : Est donner par le tableau 4.2 de RPA99-vr2003 (p = 46)

	Portique		Voile-murs
Remplissage	Béton Armé	Acier	Béton Armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau.IV.6. Valeurs de ξ (%)

$$\xi = 7\% \longrightarrow \text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7 \longrightarrow \eta = 0.88$$

L'analyse dynamique de nous structure a permis d'obtenir les résultats suivants :

- La période fondamentale $T_y(\text{dyn}) = 0.74 \text{ s}$
- La période fondamentale $T_x(\text{dyn}) = 0.65 \text{ s}$

• **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7** du **RPA99, version2003**

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **tableau (4,6)** du **RPA99, version2003 p31** $\rightarrow C_T = 0,050$

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considérée

$$\text{Donc } T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$$T = 0.05 \times (27.54)^{3/4} = 0.601 \text{sec}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 27.54}{\sqrt{24.20}} = 0.504 \text{sec}$$

$$\Rightarrow T_x = \min(0.601; 0.504) = 0.504 \text{sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 27.54}{\sqrt{14.5}} = 0.651 \text{sec}$$

$$\Rightarrow T_y = \min(0.601; 0.651) = 0.601 \text{sec}$$

$$\frac{T_{ex}}{T_{x(dyn)}} < 1.3 ; \frac{0.504}{0.60} = 0.84 < 1.3 \dots \dots (CV)$$

$$\frac{T_{ey}}{T_{y(dyn)}} < 1.3 ; \frac{0.601}{0.75} = 0.801 < 1.3 \dots \dots (CV)$$

D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux Valeurs, d'où :

- Sens longitudinale : $T_x = 0.504 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_x \leq 3.0 \text{ s}$)
- Sens transversale : $T_y = 0.601 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_y \leq 3.0 \text{ s}$)

Donc: $T_x = 0.504 \text{ s}$, $T_y = 0.601 \text{ s}$

Alors la facture d'amplification dynamique moyenne :

$$D = 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.88 \times (0.5/0.504)^{2/3} \Rightarrow D_x = 2.188$$

$$D_y = 2.5 \times 0.88 \times (0.5/0.601)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.946$$

_ Q : Facture de Qualité :

Sa valeur et déterminer par la formule : $Q = 1 + \Sigma P_q$

On trouve : $Q=1.20 \longrightarrow$ Tableau IV.1

_ R : coefficient de comportement global de la structure. Donnée par le tableau 4.3 RPA99 Structure mixte (Portique et voile) =====> **R = 5.**

_ W : poids de la structure qui est égal à la somme des poids **Wi** calculés à chaque niveau

(i) par la formule: $W = W_i$ avec $W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$

- **_W_{G_i}** : Poids dû aux charges permanentes
- **_W_{Q_i}** : La charge d'exploitation
- **_β** : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA99-v2003)
- Pour un bâtiment à usage d'habitation ($\beta = 0.20$).

Le poids de chaque Niveau de la bâtiments et donnée par la logiciel ROBOT

Calcul Automatique	
ROBOT	
Etage	Masse [kg]
RDC	364379.04
1	364379.04
2	364379.04
3	364379.04
4	364379.04
5	364379.04
6	364379.04
7	364379.04
8	369864.81
Totale	3284897.13

Tableau.IV.7. Le poids total de la structure.

Donc : $W = 3324163.05 \text{ kg} = 3284.89713 \text{ t}$

Alors : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

Tableau récapitulatif :

Sens	A	R	D	Q	W (t)	$V_{Statique}$ (t)
Longitudinal (XX)	0,15	5	2.188	1,20	3284.897	258.744
Transversal (YY)	0,15	5	1,946	1,20	3284.897	230.126

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Effort sismique dans le sens X, } V_{X_{dyn}} = 260.185 \text{ t.} \\ \text{Effort sismique dans le sens Y, } V_{Y_{dyn}} = 230.126 \text{ t.} \end{array} \right.$

$$\frac{V_{dyn}}{V_{Stat}} > 0.8$$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens longitudinal: } \frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{260.185}{258.744} = 1.005 > 0.8 \longrightarrow \text{Condition Vérifier.} \\ \text{Sens transversal : } \frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{225.053}{230.126} = 0.978 > 0.8 \longrightarrow \text{Condition Vérifier.} \end{array} \right.$

IV.8. Distribution de la résulté de forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques a' la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (art.4.2.5. RPA99_V2003)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivant :

$$\begin{cases} \text{Si } T > 0.7 \text{ sec} & F_t = 0.07 \times T \times V \\ \text{Si } T \leq 0.7 \text{ sec} & F_t = 0 \end{cases}$$

F_i : Les forces sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum(W_j \times h_j)}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i.

h_i : Niveau du plancher ou s'exerce la force i.

h_j : Niveau du plancher quelconque i.

W_i, W_j : Poids revenant

$$\boxtimes V_y = 225.053 \text{ t.}$$

$$F_t = 0.07 \times 0.75 \times 225.053 = 11.81 \text{ t}$$

Niveau	wi	Hi	V _y - Ft	Wi×hi	fi
RDC	364379.04	3.06	213.243	1114999.862	4.66877413
1	364379.04	6.12	213.243	2229999.725	9.33754827
2	364379.04	9.18	213.243	3344999.587	14.0063224
3	364379.04	12.24	213.243	4459999.45	18.6750965
4	364379.04	15.3	213.243	5574999.312	23.3438707
5	364379.04	18.36	213.243	6689999.174	28.0126448
6	364379.04	21.42	213.243	7804999.037	32.6814189
7	364379.04	24.48	213.243	8919998.899	37.3501931
8	369864.81	27.54	213.243	10186076.87	42.6515678
			∑ Wi×hi	50326071.91	

☒ $V_x = 260.185 \text{ t}$

$T = 0.6 \text{ s} < 0.7 \text{ s} \dots\dots\dots Ft = 0$

Niveau	wi	Hi	V_x	Wi×hi	fi
RDC	364379.04	3.06	260.185	1114999.862	5.6965293
1	364379.04	6.12	260.185	2229999.725	11.3930586
2	364379.04	9.18	260.185	3344999.587	17.0895879
3	364379.04	12.24	260.185	4459999.45	22.7861172
4	364379.04	15.3	260.185	5574999.312	28.4826465
5	364379.04	18.36	260.185	6689999.174	34.1791758
6	364379.04	21.42	260.185	7804999.037	39.8757051
7	364379.04	24.48	260.185	8919998.899	45.5722344
8	369864.81	27.54	260.185	10186076.87	52.0406211
			$\sum Wi \times hi$	50326071.91	

IV.9. Les Vérifications :

IV.9.1. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

δ_k : Déplacement Horizontal

À chaque niveau < k > de la structure.

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i .

R : coefficient de comportement (R= 5).

Δ_k : Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

L'article 5.10 du RPA99/version2003 :

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta_k \leq 0.01 \times h_e$.

Avec : **he**: étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

Δ_{adm} :Diplacement admissible (égale à (1%he= 0,01 he).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{RDC :} \\ \text{Etage courant :} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306\text{m} = 3.06 \text{ cm} \\ \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306\text{m} = 3.06 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• Sens Longitudinal :

Etage	δ_{ekx} [cm]	$\delta_K = dr U_x$ [cm]	$\Delta_{adm} =$ $1\% h_e$ [cm]	$\delta_K < \Delta_{adm}$
RDC	0.3	0.3	3.06	cv
1	1.0	0.6	3.06	cv
2	1.7	0.8	3.06	cv
3	2.6	0.9	3.06	cv
4	3.5	0.9	3.06	cv
5	4.4	0.9	3.06	cv
6	5.2	0.8	3.06	cv
7	6.0	0.7	3.06	cv
8	6.6	0.7	3.06	cv

Tableau.IV.8. Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sens Longitudinal (XX).

• Sens Transversal :

Etage	δ_{eky} [cm]	$\delta_K = dr U_y$ [cm]	$\Delta_{adm} =$ $1\% h_e$ [cm]	$\delta_K < \Delta_{adm}$
RDC	0.4	0.4	3.06	CV
1	1.2	0.8	3.06	CV
2	2.2	1.0	3.06	CV
3	3.4	1.2	3.06	CV
4	4.6	1.2	3.06	CV
5	5.8	1.2	3.06	CV
6	7.0	1.2	3.06	CV
7	8.1	1.1	3.06	CV
8	9.1	1.0	3.06	CV

Tableau.IV.9. Les Déplacements Du aux Force Sismiques au sens Transversal (YY).

Donc les déplacements Relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité est **Vérifié** (Article : 5.10 /RPA99-v2003/Page : 63).

IV.9.2. Vérification VIS-A-VIS De L'effet P-Δ :(RPA99-v2003 (Art :5.9) (Page : 63).

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{Pk \times \Delta k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

h_k : Hauteur de l'étage k

• **Sens Longitudinal :**

Etage	W [t]	Pk[t]	Δ_k [m]	V_x [t]	h_k [m]	Θ	≤ 0.1
8	369.86481	369.865	0.003	57.17	3,06	0.00634271	C.V
7	364.37904	734.2439	0.01	106.209	3,06	0.022592152	C.V
6	364.37904	1098.623	0.017	145.712	3,06	0.041887155	C.V
5	364.37904	1463.002	0.026	179.148	3,06	0.069388081	C.V
4	364.37904	1827.381	0.035	206.829	3,06	0.101056509	C.V
3	364.37904	2191.76	0.044	228.356	3,06	0.138010402	C.V
2	364.37904	2556.139	0.052	244.548	3,06	0.177624255	C.V
1	364.37904	2920.518	0.06	255.553	3,06	0.224082906	C.V
RDC	364.37904	3284.897	0.066	260.185	3,06	0.272309009	C.V

Tableau.IV.10. Vérification a L'effet (P- Δ) (Sens Longitudinal).

• **Sens Transversal :**

Etage	W [t]	Pk[t]	Δ_k [m]	V_y [t]	h_k [m]	Θ	≤ 0.1
8	369.86481	369.865	0.04	52.968	3,06	0.091278444	C.V
7	364.37904	734.2439	0.012	94.677	3,06	0.030412749	C.V
6	364.37904	1098.623	0.022	127.435	3,06	0.061981377	C.V
5	364.37904	1463.002	0.034	154.588	3,06	0.105154202	C.V
4	364.37904	1827.381	0.046	176.943	3,06	0.155250184	C.V
3	364.37904	2191.76	0.058	195.35	3,06	0.212660166	C.V
2	364.37904	2556.139	0.07	209.525	3,06	0.279077761	C.V
1	364.37904	2920.518	0.081	219.874	3,06	0.351600596	C.V
RDC	364.37904	3284.897	0.091	225.053	3,06	0.434067146	C.V

Tableau.IV.11. Vérification a L'effet (P- Δ) < Sens Transversal >.

Alors : $\Theta_k \leq 0.1$ Donc L'effet (P- Δ) est négligeable pour les deux directions.

IV.9.3. Vérification au Renversement :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

- **Ms** : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure.

L : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur). L=20.05m.

Mr : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

- **Sens Longitudinal :**

$$M_s = W \times L/2 = 3284.897 \times 24.2/2 = 39747.25 \text{ t. m}$$

Etage	F _i	h _i [m]	F _i × h _i
RDC	5.6965293	3,06	17.4313797
1	11.3930586	6,12	69.7255186
2	17.0895879	9,18	156.882417
3	22.7861172	12,24	278.902075
4	28.4826465	15,3	435.784491
5	34.1791758	18,36	627.529668
6	39.8757051	21,42	854.137603
7	45.5722344	24,48	1115.6083
8	52.0406211	27,54	1433.19871
M_{rx} = ∑ F_i × h_i =			4989.20016

Tableau.IV.12. Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens XX.

Vérifications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{39747.25}{4989.20} = 7.96 \geq 1.5$ Condition Vérifier.

- **Sens Transversal :**

$$M_s = W \times L/2 = 3284.897 \times 15.5/2 = 25457.95 \text{ t. m.}$$

Etage	F _i	h _i [m]	F _i × h _i
RDC	4.66877413	3,06	14.2864488
1	9.33754827	6,12	57.1457954
2	14.0063224	9,18	128.57804
3	18.6750965	12,24	228.583181
4	23.3438707	15,3	357.161222
5	28.0126448	18,36	514.312159
6	32.6814189	21,42	700.035993
7	37.3501931	24,48	914.332727
8	42.6515678	27,54	1174.62418
M_{ry} = ∑ F_i × h_i =			4089.05974

Tableau.IV.13. Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens YY.

Vérifications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{25457.95}{4089.059} = 6.22 \geq 1.5$Condition Vérifier.

Donc la stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

IV.9.4. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

IV.9.4.1. Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{Et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i.

X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global

IV.9.4.2. Centre de gravité des rigidités :

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après

Avec :

$$e_{cj} = \sum I_{jy} \frac{X_j}{I_{jy}} \quad ; \quad e_{cj} = \sum I_{jx} \frac{Y_j}{I_{jx}}$$

I_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens y .

X_i : Abscisse de l'élément I_{yi} .

I_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens x .

Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi} .

IV.9.4.3. L'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le Centre de Gravité des Masses et le Centre de torsion, donnée par les formules suivantes :

$$\begin{aligned} e_x &= X_{cm} - X_{cr} \\ e_y &= Y_{cm} - Y_{cr} \end{aligned}$$

IV.9.4.4. L'excentricité Théorique :

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

e_x : Excentricité théorique suivant x .

e_y : Excentricité théorique suivant y .

IV.9.4.5. L'excentricité Accidentelle : RPA99-v2003 (Art : 4.3.7) (Page59).

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L 'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Donc :

$$\begin{cases} \text{Sens-X} : e_{Acc} = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 24.2 & \Rightarrow e_{Acc} = 1.21 \text{ m} \\ \text{Sens-Y} : e_{Acc} = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 15.5 & \Rightarrow e_{Acc} = 0.73 \text{ m.} \end{cases}$$

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par **logiciel ROBOT** et nous avons résumé dans les tableaux suivants : **RPA99-v2003** (Art : 4.3.7) (Page : 59).

- Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et L'excentricité théorique :

Etage	W [Kg]	Centre de Masse	Centre de Rigidité	Excentricité Théor.	
		G (x, y, z) [m]	R (x, y, z) [m]	ex [m]	ey [m]
RDC	364379.04	1.53 7.10 11.35	2.14 6.60 11.09	0.26	0.49
1	364379.04	4.59 7.10 11.35	5.20 6.60 11.09	0.26	0.49
2	364379.04	7.65 7.10 11.35	8.26 6.60 11.09	0.26	0.49
3	364379.04	10.71 7.10 11.35	11.32 6.60 11.09	0.26	0.49
4	364379.04	13.77 7.10 11.35	14.38 6.60 11.09	0.26	0.49
5	364379.04	16.83 7.10 11.35	17.44 6.60 11.09	0.26	0.49
6	364379.04	19.89 7.10 11.35	20.50 6.60 11.09	0.26	0.49
7	364379.04	22.95 7.10 11.35	23.56 6.60 11.09	0.26	0.49
8	369864.81	26.01 7.09 11.24	26.64 6.55 11.09	0.15	0.54

Tableau.IV.14. Caractéristiques Massique de la Structure.

- Le tableau ci-après résumé les valeurs de l'excentricité accidentelle de chaque niveau de la Structure :

Etage	Lx [m]	Ly [m]	ex [m]	ey [m]
RDC	24.2	15.5	1.21	0.73
Etage 1	24.2	15.5	1.21	0.73
Etage 2	24.2	15.5	1.21	0.73
Etage 3	24.2	15.5	1.21	0.73
Etage 4	24.2	15.5	1.21	0.73
Etage 5	24.2	15.5	1.21	0.73
Etage 6	24.2	15.5	1.21	0.73
Etage 7	24.2	15.5	1.21	0.73
Etage 8	24.2	15.5	1.21	0.73

Tableau.IV.15. L'excentricité Accidentelle des Etages.

IV.10. Conclusion :

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique. Les tableaux de l'annexe nous donnent les résultats adoptés par ROBOT 2019. Les différentes contraintes des éléments principaux de la structure sont-elles utilisées pour calculez les armatures de ces éléments qui viendront dans notre prochain chapitre (calcul Des éléments structuraux).

IV.1 : Introduction :

Le vent est un phénomène de mouvement de l'aire qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression dans le domaine de génie civil. Les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage, pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction.

IV.2 : Application de RNV 99 :

La vérification de la stabilité d'ensemble de notre construction doit suivre les étapes suivantes :

- ✓ Le projet implante dans la willaya de Sétif : Zone I (annexe -1 : RNV99).
- ✓ $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ (tableau 2.3 : RNV99).

Zone	$q_{ref} (\text{N/m}^2)$	$q_{temp} (\text{N/m}^2)$
I	375	270
II	470	340
III	575	415

Tableau V.16 : valeur de la pression dynamique de référence

- Catégorie terrain (IV) (tableau 2.4 : RNV99).

K_t	Z_0	Z_{min}	ϵ
0.24	1	16	0.46

- Site plat $C_t = 1$ (tableau 2.5 : RNV99)

Site	$C_t(z)$
site plat ($\Phi < 0.05$, voir § 4.3.4)	1
site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1,3
site aux alentours des plateaux	1,15
site aux alentours des collines	1,15
site montagneux	1,5

Tableau V.17 : coefficients de topographie

Le calcul suit la réglementation de calcul d'une structure rectangulaire :

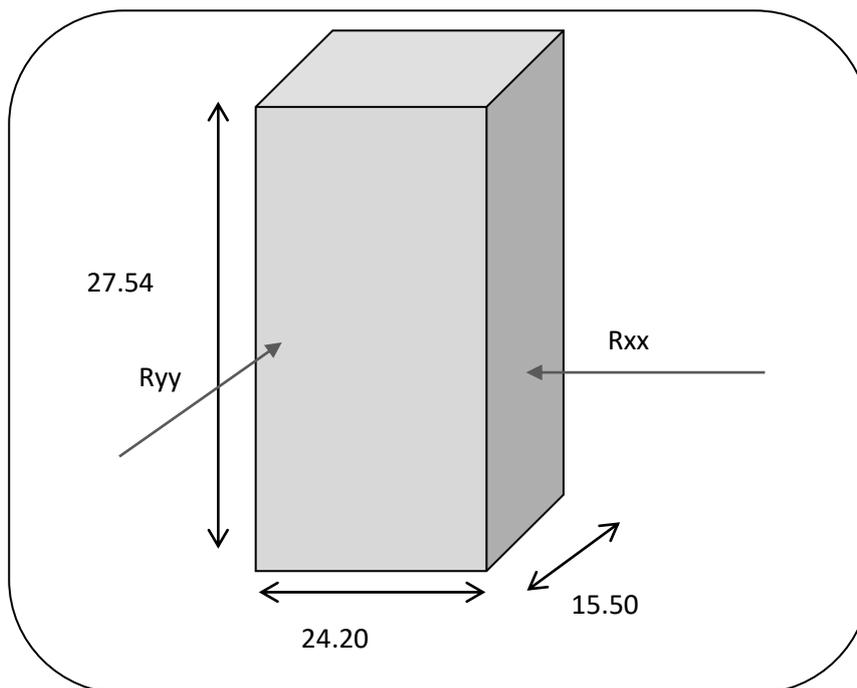


Figure V.10 : Action du vent

IV.2.1 : Choix du sens du vent : (chap. 02 - § 1.1.1 : RNV99).

V.2.2 : Coefficient dynamique de la construction C_d :

D'après la figure 3.1 page 51. RNV99 (par interpolation)

Sens x.x (V1) :

La structure du bâtiment étant en béton armé.

pour une hauteur $h = 27.54$ m, et $b = 15.50$ m : $C_d = 0.95$

Sens y.y (V2):

Pour $h = 27.54$ m, et $b = 24.20$ m : $C_d = 0.94$

$C_d < 1.2$ donc : la structure est peu sensible aux excitations dynamiques

(chap 02 - §3.2.RNV99)

✓ 1ER SENS :

Evaluation de la pression due au vent (q) : (chap 02 - § 1.2.2 : RNV99).

✓ $q_j = C_d \times W_j (Z)$

✓ $q_j = C_d \times q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}]$

Evaluation de la pression dynamique (q_{dyn}) : (chap 02 - § 3.2 : RNV99).

$$q_{dyn}(Z) = q_{ref} \times C_e(Z)$$

Evaluation de $C_e(Z)$: (chap 02 - § 3.3 : RNV99).

$C_e(Z)$: c'est le coefficient d'exposition au vent donné par la formule suivante:

$$C_e(Z) = C_t^2(Z) \times C_r^2(Z) \times \left[1 + \frac{(7 \times K_T)}{(C_t(Z) \times C_r(Z))} \right]$$

C_r : Coefficient de rugosité

Evaluation de $C_r(Z)$ j : (chap 02 - § 4.2 : RNV99).

$$C_r(Z) = K_t \times L_n \times \frac{Z}{Z_0} \quad \text{pour : } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(Z) = K_t \times L_n \times \frac{Z_{min}}{Z_0} \quad \text{pour : } Z \leq Z_{min}$$

Zj (m)	Kt	Z _{min}	Z0	Cr	Ct	Ce	q _{dyn} (N/M ²)
1.53	0.24	16	1	0.665	1	1.560	585
4.59	0.24	16	1	0.665	1	1.560	585
7.65	0.24	16	1	0.665	1	1.560	585
10.71	0.24	16	1	0.665	1	1.560	585
13.77	0.24	16	1	0.665	1	1.560	585
16.83	0.24	16	1	0.678	1	1.599	599.625
19.89	0.24	16	1	0.718	1	1.722	645.75
22.95	0.24	16	1	0.752	1	1.829	685.875
26.01	0.24	16	1	0.782	1	1.925	721.875
29.07	0.24	16	1	0.809	1	2.014	755.25

Tableau V.18. : Pression dynamique q_{dyn} sens 1

IV.2.3 : Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Pour les parois verticales, il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1 (RNV99), les valeurs de C_{pe,10} et C_{pe,1}. Sont donnée dans le paragraphe 5.1 du RNV99.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad \text{si} \quad S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si} \quad 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$C_{pe} = C_{pe,10}$

si

$S \geq 10 \text{ m}^2$

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ Alors $C_{pe} = C_{pe,10}$

❖ **Parois verticales :**

$e = \min [b , 2h] = \min [19.80 , 2 \times 33.66] \longrightarrow e = 19.80 \text{ m}$

$d = 27.50 \text{ m} > e = 19.80 \text{ m} \longrightarrow \text{A, B, C.}$

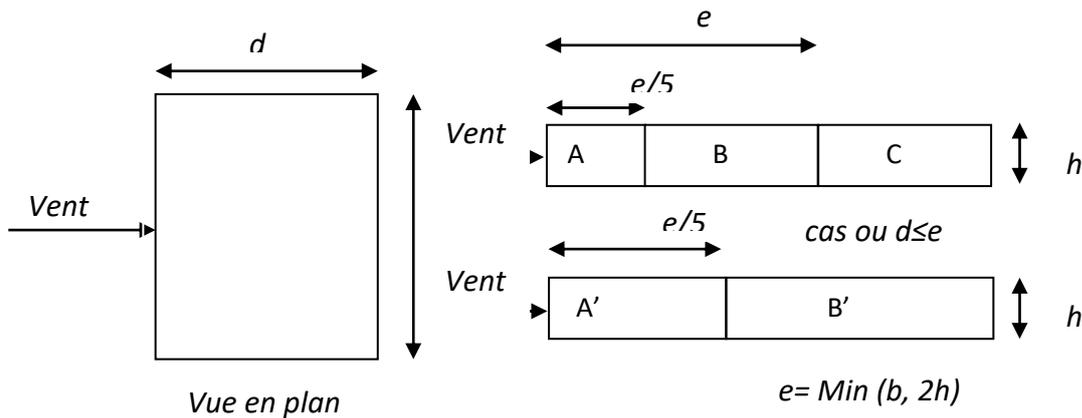


Figure V.11 : Légende pour les parois verticales

AA'		BB'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$								
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5	-0.5	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3

Tableau V.19 : Valeurs des C_{pe} sur parois plate

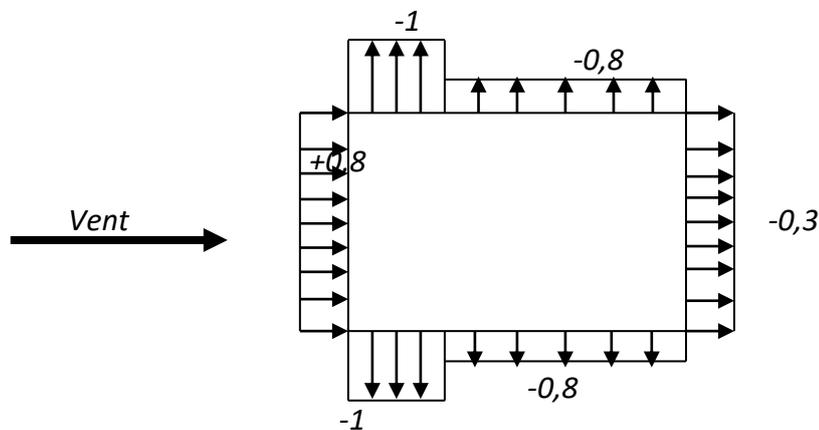


Figure V.12: Valeur C_p sur les parois verticales

❖ Toitures :

$C_{pe}=f(h_p/h)$ (tableau 5.2 chap 5 RNV99)

$h_p/h=0.60/33.66 =0.0178$

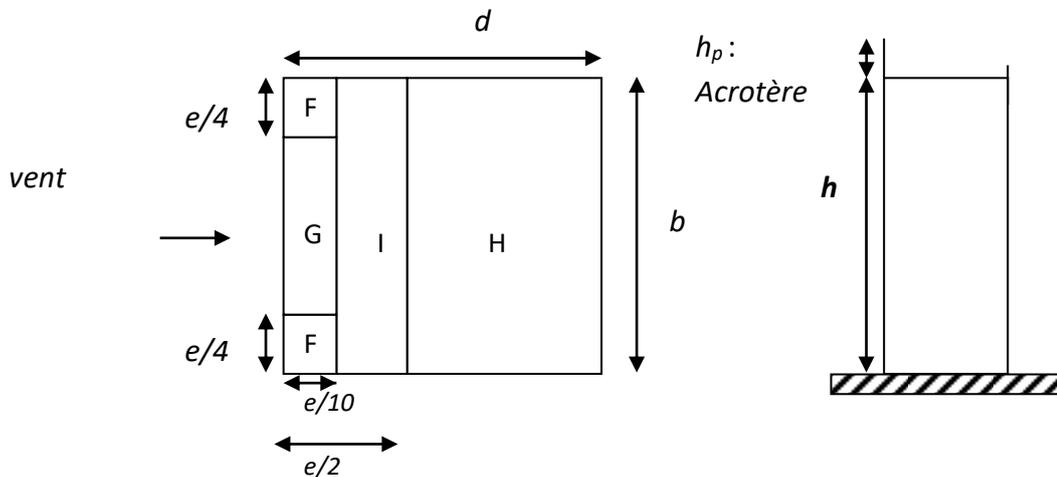


Figure V.13 : Légende pour les toitures plates

	F		G		H		I	
	$C_{pe 10}$	$C_{pe 1}$						
$H_p/h = 0.025$	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	±0.2	

Tableau V.20 : Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate

IV.2 .4 : Evaluation de la pression intérieure (C_{pi}) : (chap 05 - §2.2.2 : RNV99)

Dans le cas de bâtiment avec cloisons Intérieure; les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$

V.2 .5 : Evaluation de la pression due vent (q) :

1. Parois vertical : $C_{pi}=0.8$

Zone	Z(m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q(z)(N/m^2)$
A	1.53	0.95	-1	0.8	585	-1000.35
	4.59				585	-1000.35
	7.65				585	-1000.35
	10.71				585	-1000.35

	13.77				585	-1000.35
A	16.83	0.95	-1	0.8	599.625	-1025.35
	19.89				645.75	-1104.23
	22.95				685.875	-1172.85
	26.01				721.875	-1234.41
	29.07				755.25	-1291.48
	33.66				798.85	-1366.04
B	1.53	0.95	-0.8	0.8	585	-889.2
	4.59				585	-889.2
	7.65				585	-889.2
	10.71				585	-889.2
	13.77				585	-889.2
	16.83				599.625	-911.43
	19.89				645.75	-981.54
	22.95				685.875	-1042.53
	26.01				721.875	-1097.25
	29.07				755.25	-1147.98
33.66	798.85	-1214.252				
C	1.53	0.95	-0.5	0.8	585	-722.475
	4.59				585	-722.475
	7.65				585	-722.475
	10.71				585	-722.475
	13.77				585	-722.475
	16.83				599.625	-740.54
	19.89				645.75	-790.50
	22.95				685.875	-847.06
	26.01				721.875	-891.52
	29.07				755.25	-932.73
33.66	798.85	-986.60				

D	1.53	0.95	0.8	0.8	585	0
	4.59				585	0
	7.65				585	0
	10.71				585	0
	13.77				585	0
	16.83				599.625	0
	19.89				645.75	0
	22.95				685.875	0
	26.01				721.875	0
	29.07				755.25	0
	33.66				798.85	0
E	1.53	0.95	-0.3	0.8	585	-611.33
	4.59				585	-611.33
	7.65				585	-611.33
	10.71				585	-611.33
	13.77				585	-611.33
	16.83				599.625	-626.61
	19.89				645.75	-674.81
	22.95				685.875	-716.74
	26.01				721.875	-754.36
	29.07				755.25	-789.24
	33.66				798.85	-834.80

Tableau V.21: la pression due au vent (q) du parois vertical Cpi=0.8

2. Toiture :

Zone	Z(m)	Cd	Cpe	Cpi	q _{dyn} (N/m ²)	q(z)(N/m ²)
F	33.66	0.95	-1.6	0.8	798.85	-1821.378
G			-1.1			-1441.924
H			-0.7			-1138.391
I			±0.2			-758.907
						-455.344

Tableau V.22 : la pression due au vent (q) de la toiture Cpi=0.8

3. Parois vertical : Cpi= -0.5

Zone	Z(m)	Cd	Cpe	Cpi	q _{dyn} (N/m ²)	q(z)(N/m ²)
A	1.53	0.95	-1	-0.5	585	-277.875
	4.59				585	-277.875
	7.65				585	-277.875
	10.71				585	-277.875
	13.77				585	-277.875
	16.83				599.625	-284.82
	19.89				645.75	-306.73
	22.95				685.875	-325.80
	26.01				721.875	-342.90
	29.07				755.25	-358.74
	33.66				798.85	-379.45
B	1.53	0.95	-0.8	-0.5	585	-166.73
	4.59				585	-166.73
	7.65				585	-166.73
	10.71				585	-166.73
	13.77				585	-166.73
	16.83				599.625	-170.89
	19.89				645.75	-184.04
	22.95				685.875	-195.47
	26.01				721.875	-205.73
	29.07				755.25	-215.25
	33.66				798.85	-227.67
C	1.53	0.95	-0.5	-0.5	585	0
	4.59				585	0
	7.65				585	0
	10.71				585	0
	13.77				585	0
	16.83				599.625	0
	19.89				645.75	0
	22.95				685.875	0

	26.01				721.875	0
	29.07				755.25	0
	33.66				798.85	0
D	1.53	0.95	0.8	-0.5	585	722.48
	4.59				585	722.48
	7.65				585	722.48
	10.71				585	722.48
	13.77				585	722.48
	16.83				599.625	740.54
	19.89				645.75	797.50
	22.95				685.875	847.06
	26.01				721.875	891.52
	29.07				755.25	932.73
	33.66				798.85	986.58
E	1.53	0.95	-0.3	-0.5	585	111.15
	4.59				585	111.15
	7.65				585	111.15
	10.71				585	111.15
	13.77				585	111.15
	16.83				599.625	113.93
	19.89				645.75	122.69
	22.95				685.875	130.32
	26.01				721.875	137.16
	29.07				755.25	143.50
	33.66				798.85	151.78

Tableau V.23: la pression due au vent (q) du parois vertical Cpi= -

4. Toiture :

Zone	Z(m)	Cd	Cpe	Cpi	q _{dyn} (N/m ²)	q(z)(N/m ²)
F	33.66	0.95	-1.6	-0.5	798.85	-834.798
G			-1.1			-455.344
H			-0.7			-151.782
I			±0.2			531.235
						227.672

Tableau V.24 : la pression due au vent (q) de la toiture Cpi= -0.5

IV.2 .6 : Calcul Force de frottement :

Les forces de frottement concernant les parois parallèles à la direction du Vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = \Sigma (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad (§1.4.3 RNV99)[1]$$

J : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : hauteur du centre de l'élément j.

S_{fr,j} : aire de l'élément de surface j.

C_{fr,j} : coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

C_{fr} = 0.01 (Tableau 2.1 RNV99)

Pour les parois verticales : **S_{fr} = d x h_j** (Tableau 2.2 RNV99)

Pour la toiture : **S_{fr} = d x b** (Tableau 2.2 RNV99)

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement qui doivent être calculées

Les constructions pour les quelles soit le rapport $d/b \geq 3$, soit le rapport $d/h \geq 3$.

- $d/b = 27.50/19.80 = 1.38 < 3$condition non vérifié
- $d/h = 27.50/33.66 = 0.816 < 3$condition non vérifié

Donc les forces de frottements ne seront pas prises en compte.

La force résultante R, se décompose en deux forces :

1. une force globale horizontale F_w , qui correspond à la résultante des forces

Horizontales, agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées à l'acrotère.

2. Une force de soulèvement F_u .

La force résultante R est donnée par la formule suivante :

$$R = \Sigma (q_j \times S_j) + \Sigma F_{frj} [N]$$

Zone	Z (m)	q (z) (N/m ²)	surface	R(zx) (N)	R(zy) (N/)
D	1.53	0	84.15	0	0
	4.59	0	84.15	0	0
	7.65	0	84.15	0	0
	10.71	0	84.15	0	0
	13.77	0	84.15	0	0
	16.83	0	84.15	0	0
	19.89	0	84.15	0	0

	22.95	0	84.15	0	0
	26.01	0	84.15	0	0
	29.07	0	84.15	0	0
	33.66	0	84.15	0	0
E	1.53	-611.33	84.15	-51443.419	0
	4.59	-611.33	84.15	-51443.419	0
	7.65	-611.33	84.15	-51443.419	0
	10.71	-611.33	84.15	-51443.419	0
	13.77	-611.33	84.15	-51443.419	0
	16.83	-626.61	84.15	-52729.231	0
	19.89	-674.81	84.15	-56785.261	0
	22.95	-716.74	84.15	-60613.671	0
	26.01	-754.36	84.15	-63479.394	0
	29.07	-789.24	84.15	-66414.546	0
	33.66	-834.80	84.15	-70248.42	0
F	33.66	-1821.378	9.801	0	-17851.32
G	33.66	-1441.924	19.602	0	-28264.594
H	33.66	-1138.391	348.48	0	-396706.495
I	33.66	-758.907	156.816	0	-119008.76
		-455.344	156.816	0	-71405.2247

Tableau V.25: Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = 0.8$

Donc :

$$R_{xx} = \sum x_i R = - 627487.618 \text{ N}$$

$$R_{yy} = \sum y_i R = - 633236.394 \text{ N}$$

Zone	Z (m)	q (z) (N/m ²)	surface	R(zx) (N/m ²)	R(zy) (N/m ²)
D	1.53	722.48	84.15	60796.692	0
	4.59	722.48	84.15	60796.692	0
	7.65	722.48	84.15	60796.692	0
	10.71	722.48	84.15	60796.692	0
	13.77	722.48	84.15	60796.692	0
	16.83	740.54	84.15	62316.441	0
	19.89	797.50	84.15	67109.625	0
	22.95	847.06	84.15	71280.099	0
	26.01	891.52	84.15	75021.408	0
	29.07	932.73	84.15	78489.229	0
	33.66	986.58	84.15	83020.707	0
E	1.53	111.15	84.15	9353.2725	0
	4.59	111.15	84.15	9353.2725	0
	7.65	111.15	84.15	9353.2725	0
	10.71	111.15	84.15	9353.2725	0
	13.77	111.15	84.15	9353.2725	0
	16.83	113.93	84.15	9587.2095	0
	19.89	122.69	84.15	10324.364	0
	22.95	130.32	84.15	10966.428	0
	26.01	137.16	84.15	11542.014	0
	29.07	143.50	84.15	12075.525	0
	33.66	151.78	84.15	12772.287	0
F	33.66	-834.798	9.801	0	-8181.8551
G	33.66	-455.344	19.602	0	-8925.6530
H	33.66	-151.782	348.48	0	-52892.991
I	33.66	531.235	156.816	0	83306.1477
		227.672	156.816	0	35702.6123

Tableau V.26 : Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = -0.5$

Donc :

$$R_{xx} = \sum x_i R = 855255.159 \text{ N}$$

$$R_{yy} = \sum y_i R = 49008.2609 \text{ N}$$

2^{ème} SENS

Pour $h = 33.66\text{m}$, et $b = 27.50\text{m}$: $C_d = 0.94$

Zj (m)	Kt	Z _{min}	Z0	Cr	Ct	Ce	q _{dyn} (N/M ²)
1.53	0.24	16	1	0.665	1	1.560	585
4.59	0.24	16	1	0.665	1	1.560	585
7.65	0.24	16	1	0.665	1	1.560	585
10.71	0.24	16	1	0.665	1	1.560	585
13.77	0.24	16	1	0.665	1	1.560	585
16.83	0.24	16	1	0.678	1	1.599	599.625
19.89	0.24	16	1	0.718	1	1.722	645.75
22.95	0.24	16	1	0.752	1	1.829	685.875
26.01	0.24	16	1	0.782	1	1.925	721.875
29.07	0.24	16	1	0.809	1	2.014	755.25
33.66	0.24	16	1	0.844	1	2.130	798.85

Tableau V.27 : pression dynamique q_{dyn} sens Y-Y

IV.2.7 : détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}.

- **Parois verticales :**

$e = \min [b , 2h] = \min [27.50 , 2 \times 33.66] \quad e = 27.50 \text{ m}$

$e = 27.50 > d = 19.80 \text{ m} \quad A', B'$

AA'		BB'		D		E	
C _{pe,10}	C _{pe,1}						
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3

Tableau V.28: Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate

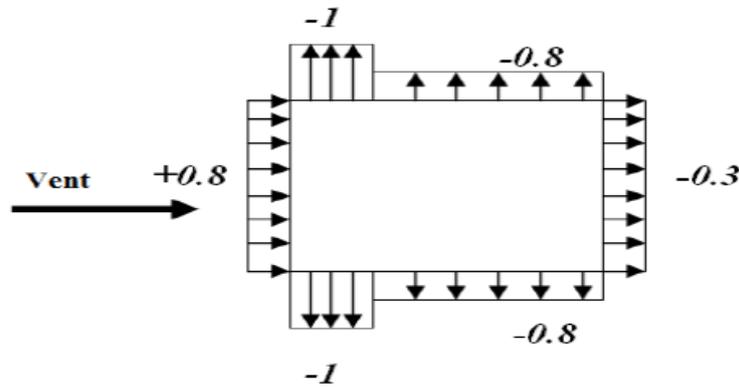


Figure V.14 : Valeur C_p sur les parois verticales

• Toitures :

$C_{pe} = f(h_p/h)$ (tableau 5.2 chap 5 RNV99)

$h_p/h = 0.60/33.66 = 0.0178$

	F		G		H		I	
	$C_{pe 10}$	$C_{pe 1}$						
$H_p/h = 0.025$	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	±0.2	

Tableau V.29 : Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate

IV.2 .8 : Evaluation de la pression intérieure (C_{pi}) : (chap 05 - §2.2.2 : RNV99)

Dans le cas de bâtiment avec cloisons Intérieure; les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$

IV.2 .9 : Evaluation de la pression due vent (q) :

1. Parois vertical : $C_{pi}=0.8$

Zone	Z(m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q(z)(N/m^2)$
A	1.53	0.94	-1	0.8	585	-989.82
	4.59				585	-989.82
	7.65				585	-989.82
	10.71				585	-989.82
	13.77				585	-989.82
	16.83				599.625	-1014.56
	19.89				645.75	-1092.60

	22.95				685.875	-1160.50
	26.01				721.875	-1221.41
	29.07				755.25	-1277.88
	33.66				798.85	-1351.65
<u>B</u>	1.53	0.94	-0.8	0.8	585	-879.84
	4.59				585	-879.84
	7.65				585	-879.84
	10.71				585	-879.84
	13.77				585	-879.84
	16.83				599.625	-901.836
	19.89				645.75	-971.21
	22.95				685.875	-1031.55
	26.01				721.875	-1085.70
	29.07				755.25	-1135.89
	33.66				798.85	-1201.47
	D				1.53	0.94
4.59		585	0			
7.65		585	0			
10.71		585	0			
13.77		585	0			
16.83		599.625	0			
19.89		645.75	0			
22.95		685.875	0			
26.01		721.875	0			
29.07		755.25	0			
33.66		798.85	0			
E		1.53	0.94	-0.3	0.8	
	4.59	585				-604.89
	7.65	585				-604.89
	10.71	585				-604.89
	13.77	585				-604.89
	16.83	599.625				-620.02
	19.89	645.75				-667.705

	22.95				685.875	-709.20
	26.01				721.875	-764.42
	29.07				755.25	-780.92
	33.66				798.85	-826.01

Tableau V.30 : la pression due au vent (q) du paroi vertical Cpi=0.8

2. Toiture :

Zone	Z(m)	Cd	Cpe	Cpi	q _{dyn} (N/m ²)	q(z)(N/m ²)
F	33.66	0.94	-1.6	0.8	798.85	-1802.21
G			-1.1			-1426.75
H			-0.7			-1126.37
I			±0.2			-750.92
						-450.56

Tableau V.31 : la pression due au vent (q) de la toiture Cpi=0.8

3. Parois vertical :

Zone	Z(m)	Cd	Cpe	Cpi	q _{dyn} (N/m ²)	q(z)(N/m ²)
A	1.53	0.94	-1	-0.5	585	-274.95
	4.59				585	-274.95
	7.65				585	-274.95
	10.71				585	-274.95
	13.77				585	-274.95
	16.83				599.625	-281.82
	19.89				645.75	-303.50
	22.95				685.875	-322.36
	26.01				721.875	-339.28
	29.07				755.25	-354.97
	33.66				798.85	-375.459
B	1.53	0.94	-0.8	-0.5	585	-164.97
	4.59				585	-164.97
	7.65				585	-164.97
	10.71				585	-164.97
	13.77				585	-164.97
	16.83				599.625	-169.06

	19.89				645.75	-182.101
	22.95				685.875	-193.41
	26.01				721.875	-203.56
	29.07				755.25	-212.98
	33.66				798.85	-225.275
D	1.53	0.94	0.8	-0.5	585	714.87
	4.59				585	714.87
	7.65				585	714.87
	10.71				585	714.87
	13.77				585	714.87
	16.83				599.625	732.74
	19.89				645.75	789.11
	22.95				685.875	838.14
	26.01				721.875	882.13
	29.07				755.25	922.91
	33.66				798.85	976.20
E	1.53	0.94	-0.3	-0.5	585	109.98
	4.59				585	109.98
	7.65				585	109.98
	10.71				585	109.98
	13.77				585	109.98
	16.83				599.625	112.73
	19.89				645.75	121.40
	22.95				685.875	128.95
	26.01				721.875	135.72
	29.07				755.25	141.99
	33.66				798.85	150.18

Tableau V.32 : la pression due au vent (q) du paroi vertical $C_{pi} = - 0.5$

4. Toiture :

Zone	Z(m)	Cd	Cpe	Cpi	q _{dyn} (N/m ²)	q(z)(N/m ²)
F	33.66	0.94	-1.6	-0.5	798.85	-826.01
G			-1.1			-450.55
H			-0.7			-150.19
I			±0.2			225.27
						525.643

Tableau V.33 : la pression due au vent (q) de la toiture Cpi= -0.5

IV.2 .10 : Calcul Force de frottement :

Les forces de frottement concernant les parois parallèles à la direction du Vent.
 Les constructions pour les quelles soit le rapport d/b ≥ 3, soit le rapport d/h ≥ 3.

$$F_{fr} = \Sigma (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad (\S 1.4.3 \text{ RNV99})[1]$$

d/b = 19.80/27.50 = 0.72 < 3.....condition non vérifié

d/h = 19.80/33.66 = 0.58 < 3.....condition non vérifié

Donc les forces de frottements ne seront pas prises en compte.

La force résultante R, se décompose en deux forces :

1. une force globale horizontale F_w, qui correspond à la résultante des forces

Horizontales, agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées à l'acrotère.

2. Une force de soulèvement F_u.

La force résultante R est donnée par la formule suivante :

$$R = \Sigma (q_j \times S_j) + \Sigma F_{frj} \text{ [N]}$$

Zone	Z (m)	q (z) (N/m ²)	surface	R(zx) (N)	R(zy) (N/)
D	1.53	0	60.59	0	0
	4.59	0	60.59	0	0
	7.65	0	60.59	0	0
	10.71	0	60.59	0	0
	13.77	0	60.59	0	0
	16.83	0	60.59	0	0
	19.89	0	60.59	0	0
	22.95	0	60.59	0	0

	26.01	0	60.59	0	0
	29.07	0	60.59	0	0
	33.66	0	60.59	0	0
E	1.53	-604.89	60.59	-36650.285	0
	4.59	-604.89	60.59	-36650.285	0
	7.65	-604.89	60.59	-36650.285	0
	10.71	-604.89	60.59	-36650.285	0
	13.77	-604.89	60.59	-36650.285	0
	16.83	-620.02	60.59	-37567.011	0
	19.89	-667.71	60.59	-40456.548	0
	22.95	-709.20	60.59	-42970.428	0
	26.01	-764.42	60.59	-46316.207	0
	29.07	-780.92	60.59	-47315.942	0
	33.66	-826.01	60.59	-50047.945	0
F	33.66	-1802.21	18.91	0	-34079.791
G	33.66	-1426.75	37.81	0	-53945.417
H	33.66	-1126.37	166.375	0	-187399.80
I	33.66	-750.92	302.5	0	-227153.3
		-450.56	302.5	0	-136294.4

Tableau V.34 : Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = -0.8$

Donc :

$$R_{xx} = \sum x_i R = - 447925.506 \text{ N}$$

$$R_{yy} = \sum y_i R = - 638872.71 \text{ N}$$

Zone	Z (m)	q (z) (N/m ²)	surface	R(zx) (N)	R(zy) (N/)
D	1.53	714.87	60.59	43313.973	0
	4.59	714.87	60.59	43313.973	0
	7.65	714.87	60.59	43313.973	0
	10.71	714.87	60.59	43313.973	0
	13.77	714.87	60.59	43313.973	0
	16.83	732.74	60.59	44396.716	0
	19.89	789.11	60.59	47812.175	0

	22.95	838.14	60.59	50782.902	0
	26.01	882.13	60.59	53448.256	0
	29.07	922.91	60.59	55919.117	0
	33.66	976.20	60.59	59147.958	0
E	1.53	109.98	60.59	6663.6882	0
	4.59	109.98	60.59	6663.6882	0
	7.65	109.98	60.59	6663.6882	0
	10.71	109.98	60.59	6663.6882	0
	13.77	109.98	60.59	6663.6882	0
	16.83	112.73	60.59	6830.310	0
	19.89	121.40	60.59	7355.626	0
	22.95	128.95	60.59	7813.081	0
	26.01	135.72	60.59	8223.275	0
	29.07	141.99	60.59	8603.174	0
	33.66	150.18	60.59	9099.406	0
F	33.66	-826.01	18.91	0	-15619.84
G	33.66	-450.55	37.81	0	-17035.30
H	33.66	-150.19	166.375	0	-24987.861
I	33.66	225.27	302.5	0	68144.175
		525.643	302.5	0	159007.01

Tableau V.35 : Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = -0.8$

Donc :

$$R_{xx} = \sum x_i R = 609320.32 \text{ N}$$

$$R_{yy} = \sum y_i R = 169508.18 \text{ N}$$

CHAPITRE V

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments structuraux :

V.1. Introduction

Les éléments structuraux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques. Leurs ferrailages doivent être réalisés de manière à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur BAEL 91 et RPA 99 nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

V.2. Combinaisons d'actions

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanentes ;
- **Q** : Charges d'exploitations ;
- **E** : Efforts sismiques.

❖ Combinaisons prises en compte :

➤ **BAEL 91** : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires ;

$$1.35G + 1.5Q \longrightarrow \text{E.L.U.}$$

$$G + Q \longrightarrow \text{E.L.S.}$$

➤ **RPA99 (version2003)** : Combinaisons accidentelles ;

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + 1.2E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Voiles}$$

V.3. Etude des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux. Les poutres seront calculées en flexion simple d'après

les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 modifié 2003 pour la vérification.

V.3.1. Combinaison de calcul :

Après la détermination des sollicitations M et T, on procède au ferrailage avec les combinaisons les plus défavorables à savoir

- Selon BAEL91 : ELU : $1,35G + 1,5Q$

$$\text{ELS : } G + Q$$

- Selon RPA99/2003 : $G + Q + E$

$$0,8G \pm E$$

V.3.2. Etapes à suivre :

V.3.2.1. Les armatures longitudinales :

Recommandation du L'RPA99 (version 2003) :

- Armatures minimales : $0,5\% \times B$
- Armatures maximales $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$
- La longueur de recouvrement est de : 40ϕ en zone I et II

Avec : **B** : Section de la poutre.

V.3.2.2. Les armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{tmin} = 0,003 \times S \times b$$

Avec :

b : Largeur de la section et

S : L'espacement des armatures transversales.

- L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :
 - ☒ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

$$S = \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right)$$

- ☒ En dehors de la zone nodale : $S = \frac{h}{2}$

La section minimale des armatures longitudinales(BAEL91) :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

V.3.3. Méthode de calcul des armatures :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites de logiciel "Robot Bat".

V.3.3.1. Poutres principales :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (35 x40) avec les sollicitations suivantes : $M_t = 32.50 \text{ kN.m}$ $M_a = 124.47 \text{ kN.m}$

a) Armatures Longitudinales :

$b = 35\text{cm}$, $h = 40 \text{ cm}$, $d = 37 \text{ cm}$

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	$F_{c28} \text{ (MPa)}$	$\sigma_b \text{ (MPa)}$	γ_s	Fe (MPa)	$\sigma_s \text{ (MPa)}$
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

Tableau.V.3.1. Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.

❖ En Travée

➤ D'après BAEL (ELU) :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$

$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; \beta = 1 - 0,4\alpha$

$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

	M (kn,m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
Travée	32.50	0,050	0,392	0.0641	0,974	2.66

❖ En Appuis :

➤ Accidentelle : G+Q+E :

	M (kn,m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
Appuis	124.47	0,183	0,392	0,254	0,8984	11.53

- **Vérifications nécessaires pour les poutres :**

- **Condition de non fragilité (art A.4.2) :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A > \frac{0.23 \times 35 \times 36 \times 2.1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :**

$$A_{\min}^{RPA} = 0.01 b \times h$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.001 \times 35 \times 40 = 1.40 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{pour la poutre principale}$$

- **Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la

poutre est 0,5% en tout section : $A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 35 = 7 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

$$4\% \times b \times h = 0,04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0,06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement}$$

♦ **Tableau Récapitulatif :**

	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min}^{BAEL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min}^{RPa} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min}^{RPa} \text{ (cm}^2\text{)}$	A_{\max}	$A_{adopt} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	2.66	1.52	1.40	7	7	3HA12+3HA14= 8.01
Appuis	11.53	1.52	1.40	7	11.53	6HA16 = 12.06

Tableau.V.3.2 : Tableau Récapitulatif poutre principale

- **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc

la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

suivante est vérifier : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	Elements	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
P.P	Travée	0.0869	32500	23500	1,38	0.44	Vérifier
	Appuis	0.234	124470	48290	2.57	1.035	Vérifier

✓ **Vérification de la flèche** : BAEL91 (art B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$M_{max}^t = 32.5$ KN.m

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.40}{4.20} = 0.0952 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{40}{420} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0952 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{8.01}{35 \times 36} = 0.006357 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \dots\dots\dots CV$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Armatures transversales** :

$\phi_T \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{400}{35}, 12, \frac{350}{10} \right) = 11.42$ mm

Alors soit des cadres $\phi_t = 8$ mm de nuance FeE235

✓ **Espacement** :

✓ D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$S_t \leq \min (0,9 d; 40 \text{ cm}) = 32.4 \text{ cm}$

✓ D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$S_t \leq \min (h / 4, 12\phi, 30\text{cm}) = 10 \text{ cm} \rightarrow$ dans la Zone nodale.

$S_t' \leq h / 2 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ dans la Zone courante.

On prend: $S_t \leq \min (S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 80 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

✓ **La section de ferrailage transversal**

D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 20 \times 35}{235} = 1.19 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 10 \times 35}{235} = 0,59 \text{ cm}^2$$

D'après RPA 99:

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 35 = 2,10 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend :

4HA8 avec $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ dans la zone nodale

5HA8 avec $A_t = 2,51 \text{ cm}^2$ en dehors de la zone nodale.

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

$$V_u^{max} = 302,49 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{302,49}{0,35 \times 0,36} = 2,4 \text{ MPa}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min(0,2 \cdot f_{ct28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 2,4 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ (c.v)}$$

V.3.3.2. Poutre secondaire :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (35 × 35)

avec les sollicitations suivantes : $M_t = 11,45 \text{ kN.m}$ et $M_a = 90,21 \text{ kN.m}$

$$b = 35 \text{ cm}, h = 35 \text{ cm}, d = 32 \text{ cm}$$

❖ **En Travée**

➤ **ELU :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0, \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}]; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

	M (kn,m)	μ	μ_l	A	β	A (cm ²)
Travée	11.45	0.0224	0.392	0.0283	0.988	1.04

❖ En Appuis :

➤ Accidentelle : G+Q+E :

	M (kn,m)	μ	μl	A	β	A (cm ²)
Appuis	90.21	0,177	0.392	0,245	0,902	8.98

❖ Vérifications nécessaires pour les poutres :

☒ BAEL :

• Condition de non fragilité (art A.4.2) :

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A > \frac{0.23 \times 35 \times 32 \times 2.1}{400} = 1,35 \text{ cm}^2$$

• Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :

$$A_{\min}^{RPA} = 0.01 b \times h$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.01 \times 35 \times 35 = 1.225 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{pour la poutre secondaire}$$

☒ RPA99/version 2003 :

Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre.

D'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 35 \times 35 = 6.125 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

$$4\% \times b \times h = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{en zone de recouvrement}$$

◆ Tableau Récapitulatif :

	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{RPa} (cm ²)	A _{min} ^{RPa} (cm ²)	A _{max}	A _{adopt} (cm ²)
Travée	1.04	1.35	1.225	6.125	6.125	3HA12+3HA14= 8.01
Appuis	8.98	1.35	1.225	6.125	10.05	3HA14+3HA16 = 10.65

Tableau.V.3.3. Tableau Récapitulatif poutre secondaire

• **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

suivante est vérifier : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	Eléments	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
P.S	Travée	0,0224	11450	8420	1,35	0,425	Vérifier
	Appuis	0,177	90210	23860	3,78	1,64	Vérifier

✓ **Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$M_{max}^t = 11.45 \text{ KN.m}$

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.35}{3.9} = 0.0897 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \dots\dots\dots CV$

$\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{8.01}{35 \times 32} = 0.00715 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \dots\dots\dots CV$

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0897 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \rightarrow \dots\dots\dots CV$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Armatures transversales :**

Choix de ϕ_T :

$\phi_T \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{350}{35}, 12, \frac{350}{10} \right) = 10 \text{ mm}$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

✓ **Espacement :**

✓ D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}$

✓ D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$S_t \leq \min (h / 4, 12\phi, 30\text{cm}) = 10 \text{ cm} \rightarrow$ dans la Zone nodale.

$S_t' \leq h / 2 = 17.5 \text{ cm} \rightarrow$ dans la Zone courante.

On prend: $S_t \leq \min (S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $S_t = 17.5 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 70 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

❖ **La section de ferraillage transversal**

✓ D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 17,5 \times 35}{235} = 1,04 \text{ cm}^2$$

✓ D'après RPA 99 :

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 17,5 \times 35 = 1,84 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend :

3HA8 avec $A_t = 1,51 \text{ cm}^2$ dans la zone nodale

4HA8 avec $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ en dehors de la zone nodale.

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

$$V_u^{max} = 62,39 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{62390}{350 \times 320} = 0,557 \text{ MPa}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable. : $\overline{\tau_u} = \min (0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa})$

$$\tau_u = 0,557 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \text{ (c.v)}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Poutre	Position	N ^{mbr} des barres	A _{adopt} (cm ²)
P.P (35×40)	Travée	3HA12+3HA14	8.01 cm ²
	Appui	6 HA16	12.06 cm ²
P.S (35×35)	Travée	3HA12+3HA14	8.01 cm ²
	Appui	3HA14+3HA16	10.65 cm ²

Tableau.V.3.4. Résultats des ferraillages des poutres

V.3.3.3. Présentation du ferrailage :

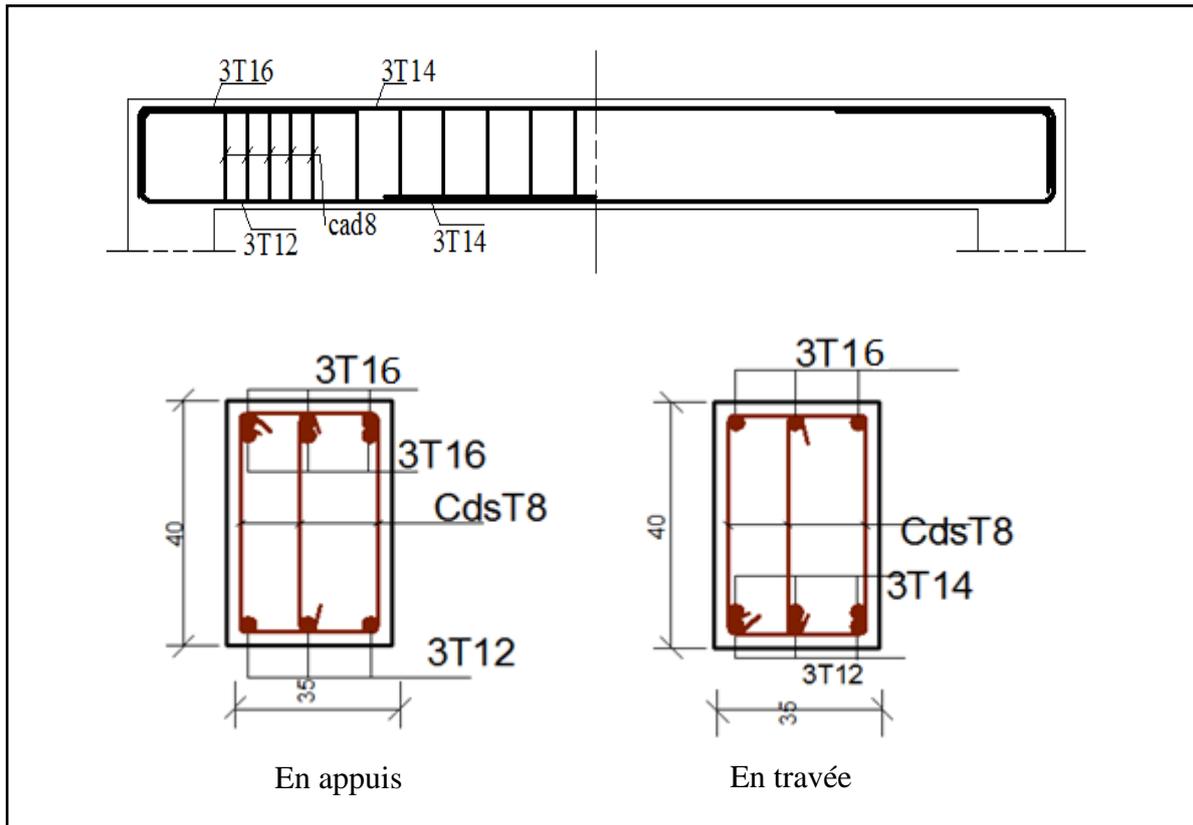


Figure V.3.1. Ferrailage des poutres principales

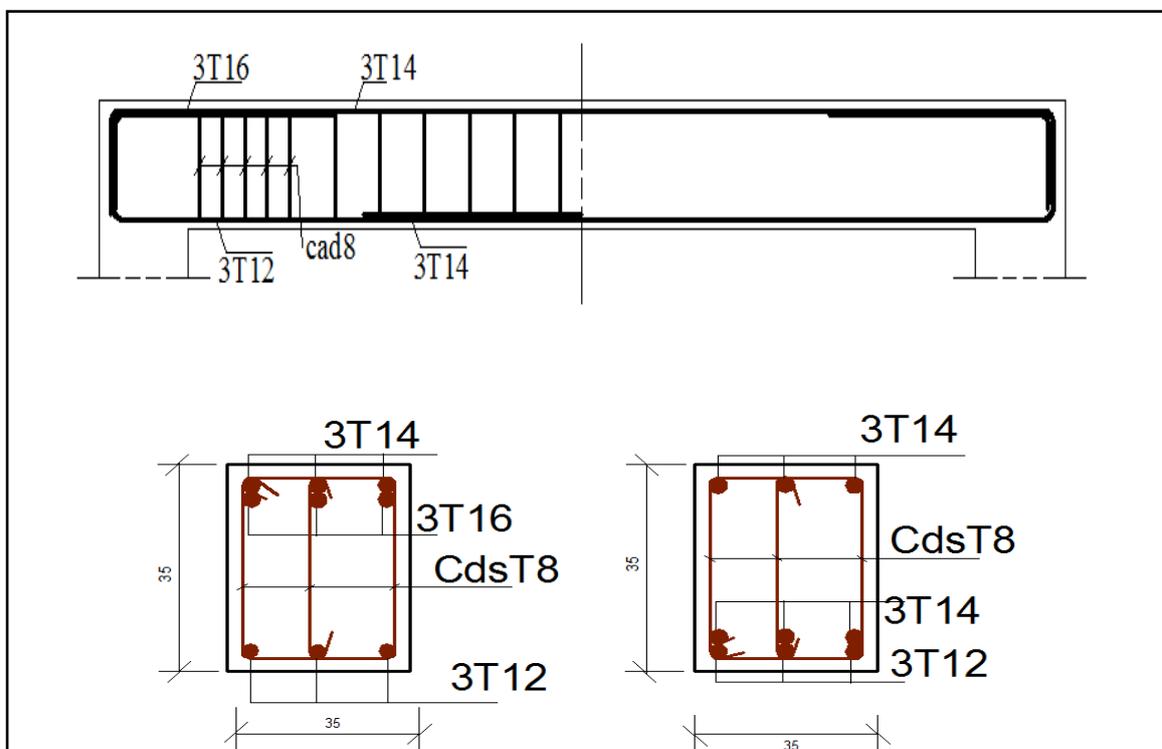


Figure V.3.2. Ferrailage des poutres secondaires

V.4. Etude des Poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée

V.4.1. Le ferrailage :

Une section soumise à la flexion composées est dite partiellement comprimée si :

-N : Effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.

- N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$\underbrace{N (d - c') - M_a}_{(A)} < \underbrace{\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b \times h^2 \bar{\sigma}_b}_{(B)}$$

Le moment fictif :

$$M_a = Mg + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A^f \rightarrow A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s}$$

V.4.2. Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

❖ **Selon le BAEL 91 :**

E.L.U. : Situation durable : 1,35 G + 1,5 Q (C1)

❖ **Selon le R.P.A 99/version 2003 :** Situation accidentelle (article 5.2 page 38)

G+Q+E.....(C2)

0,8G±E.....(C3)

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes pour les deux sens X et Y comme suit :

1) $N_{max} \leftrightarrow M_{corr}$

2) $M_{max} \leftrightarrow N_{corr}$

3) $N_{min} \leftrightarrow M_{corr}$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

V.4.3. Recommandation de l'RPA 99/Version 2003 :**V.4.3.1. Armatures longitudinales :**

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- Pourcentage maximal :

$$\begin{cases} 4 \% \text{ en zone courante} \\ 6 \% \text{ en zone de recouvrement.} \end{cases}$$
- Pourcentage minimal (zone II) : 0,8 %
- Diamètre minimum : 12 mm.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.

V.4.3.2. Armatures transversales : RPA99 (art 7.4.2.1) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : est l'effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

t : est l'espacement des armatures transversales.

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

t : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- La zone courante : $t \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

La quantité des armatures transversales vers soles $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

BAEL91 : (art A.8.1, 3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

V.4.3.3. Exemple de calcul ferrailage.

Soit le poteau du RDC (dimension 55×50) :

$c = c' = 3 \text{ cm}$; $S = 55 \times 50 \text{ (cm)}$;

acier Fe E400; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.2 \text{ MPa}$;

$L = 3.06 \text{ m}$: hauteur totale du Poteau.

ELU		G+Q+E		0.8G±E		ELS	
N_{MAX} (KN)	M_{COR} (KN.m)	M_{MAX} (KN.m)	N_{COR} (KN)	N_{MIN} (KN)	M_{COR} (KN.m)	N_{MAX} (KN)	M_{COR} (KN.m)
1657.23	06.89	53.06	1276.31	757.64	48.76	1208.05	4.99

Tableau.V.4.1. Les sollicitations des poteaux pour chaque combinaison

✓ **ELU :**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article.A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_a + e_0$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{06.89}{1657.23} = 0.415 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.415 = 2.415 \text{ cm}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire Si :

$$l_f / h < \max (15 ; 20.e_1 / h)$$

l : hauteur totale du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m.}$$

$$l_f / h = 3,89 < \max (15 ; 0,87)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 13.49$$

$$\lambda \leq 50 \text{ si}$$

$$\alpha = \left\{ \frac{0,85}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.447 \right.$$

ϕ : Généralement égal à 2

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.447 \times 2) = 0.724 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.415 + 0.724 = 3.139 \text{ cm.}$$

$$e = 3.139 \text{ cm} = 0,03139 \text{ m.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 1657.23 \times 0,03139 = 52.02 \text{ KN.m}$$

☒ Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{max}} = 1657230 \text{ N} \quad ; \quad M_{\text{corrigé}} = 52020 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 550 - 0.81 \times 30) \cdot 550 \times 500 \times 14.2 = 628900.25 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 52020 + 1657230 \times (0.52 - 0.55/2) = 458041.35 \text{ N.m}$$

$$B = 1657230 (0,52 - 0,03) - 458041.35 = 345001.35 \text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa ,}$$

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{458041.35 \cdot 1000}{18.5 \times 500 \times (520)^2} = 0.183 < \mu \ell = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.254$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.8984$$

$$A^f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{458041.35 \cdot 1000}{400 \times 0.8984 \times 520} = 24.51 \text{ cm}$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 24.51 - \frac{1657230}{100 \times 400} = -16.92 \text{ cm}^2$$

✓ **G+Q +E :**

$$M_{\max} = 53.06 \text{ KN} \quad ; \quad N_{\text{cor}} = 1276.31 \text{ KN.m.}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{53060}{1276310} = 0.0415 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.0415 = 2.0415 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.447 \times 2) = 0.724 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.0415 + 0.724 = 2.7655 \text{ cm.}$$

$$e = 2.7655 \text{ cm} = 0,027655 \text{ m.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 1276.31 \times 0,027655 = 35.29 \text{ KN.m}$$

☒ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\max} = 1276310 \text{ N} \quad ; \quad M_{\text{corrigé}} = 35290 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 550 - 0.81 \times 30) \cdot 550 \times 500 \times 14.2 = 628900.25 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 35290 + 1276310 \times (0.52 - 0.55/2) = 347985.95 \text{ N.m}$$

$$B = 1276310 (0.52 - 0.03) - 347985.95 = 277405.95 \text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

☒ **Situation accidentelle :**

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.265$$

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{347985.95 \cdot 1000}{18.5 \times 500 \times (520)^2} = 0.139 < \mu l = 0.392$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.894$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{347985.95 \cdot 1000}{400 \times 0.894 \times 520} = 18.71 \text{ cm}$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 18.71 - \frac{1276310}{100 \times 400} = -13.197 \text{ cm}^2$$

✓ **0,8G ± E:**

$$N_{\min} = 757.64 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{cor}} = 48.76 \text{ KN.m.}$$

$$e_a = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{306}{250}\right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{48.76}{757.64} = 0.064 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.064 = 2.064 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.447 \times 2) = 0.724 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.064 + 0.724 = 2.788 \text{ cm.}$$

$$e = 2.788 \text{ cm} = 0,02788 \text{ m.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 757.64 \times 0,02788 = 21.12 \text{ KN.m}$$

☒ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\max} = 757640 \text{ N} \quad ; \quad M_{\text{corrigé}} = 21120 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 550 - 0.81 \times 30) \cdot 550 \times 500 \times 14.2 = 628900.25 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 21120 + 757640 \times (0.52 - 0.55/2) = 206741.8 \text{ N.m}$$

$$B = 757640 (0.52 - 0.03) - 206741.8 = 164501.8 \text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

☒ **Situation accidentelle :**

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.107$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{206741.8 \cdot 1000}{18.5 \times 500 \times (520)^2} = 0.082 < \mu l = 0.392$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.9572$$

$$A^f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{206741.8 \cdot 1000}{400 \times 0.9572 \times 520} = 10.38 \text{ cm}$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 10.38 - \frac{757640}{100 \times 400} = -8.561 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification des sections :**

D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale : $A_{s \min} = 0,8\% (b \cdot h)$ (zone IIa).

$$A_{s \min} = 0,8\% (b \cdot h) = 0.008 \times 55 \times 50 = 22 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 40 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.7871 \text{ cm}^2$$

	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{min BAEL}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{RPA}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$
ELU	-16.92	1.7871	22	8HA20 = 25.13 cm ²
0,8G±E	-8.561			
G+Q±E	-13.197			

Tableau.V.4.2. Les sections des poteaux

❖ **Vérification à L'ELS :**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de ($N_{\text{ser}}, M_{\text{ser}}$)

la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$N_{\text{ser}} = 1208.05 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{ser}} = 4.99 \text{ KN.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{4.99}{1208.05} = 0,413 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0.413 < \frac{h}{6} = 9.16 \text{ cm}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 50 \times 55 + 15 (25,13) = 3126.95 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 24.90 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 55 - 24.90 = 30.1 \text{ cm}$$

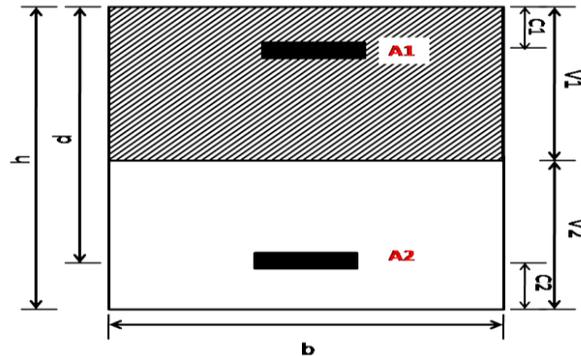


Figure V.4.1. Section de poteau

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2(v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{50}{3} (24.9^3 + 30.1^3) + 15[12,565(24.9 - 3)^2 + 12,565(30.1 - 3)^2] = 94063.15862 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$M_G = 4990 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{1208050}{100 \times 3126.95} = 3.86 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{4990}{90451882} = 0.00551$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 3.86 + 0.00551 \times 24.9 = 3.997 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 3.997 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[6.82 + 0.00676(27,42 - 4)] = 104.67 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[6.82 - 0.00676(49.5 - 27,42)] = 100.06 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 104.67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e / 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 100.06 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

4.4. Armatures transversales :

- **Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 134.31 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{134.31 \times 10^3}{500 \times 520} = 0.516 \text{ Mpa}$$

RPA v2003 (7.4.3.2) :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

λ_g l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \min (l_f / a ; l_f / b) = 3.89$$

$$\lambda_g < 5 \text{ si } \rho_d = 0.04$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.516 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\tau = 0.516 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Calcul d'armature transversale :**

Selon (**RPA99 version 2003 :7.4.2.2**) les armatures transversales des poteaux

sont calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{At}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.50} \right); \lambda_g = (4.28) > 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

RPA99/ver2003. [Art.7.4.2.2]

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$. En prend $t = 10 \text{ cm}$
- La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale et $S_t = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante.

✓ En zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 134310 \times 100}{500 \times 550} = 1.83 \text{ cm}^2$$

✓ En zone courant :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 134310 \times 150}{500 \times 550} = 2.74 \text{ cm}^2$$

Soit : 3cadre HA8 +3 cadre HA8

❖ Vérification des cadres des armatures minimales :

D'après RPA99 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

✓ Dans la zone nodale $t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

✓ Dans la zone courant : $t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

BAEL91 : (art A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_t ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$S_t \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 60 \text{ cm})$ Condition Vérifier

$S_{\text{ poteau}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}^{\text{RPA}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	N ^{mbr} des barres	$A_{\text{adapté}}(\text{cm}^2)$
55*50	22	24.09	8HA20	25.13

Tableau.V.4.3. Résultat ferraillage de poteau

❖ Schémas de ferraillage des poteaux

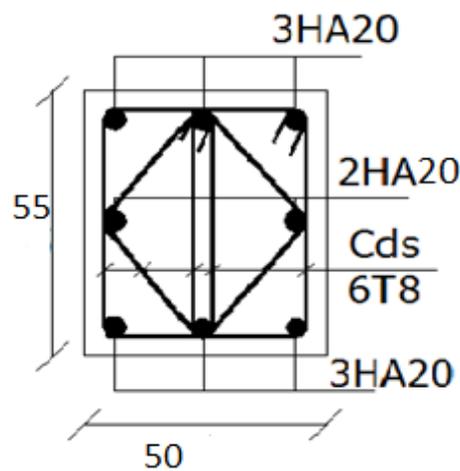


Figure V.4.2. Schémas de ferraillage des poteaux

V.5. Etude des voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme. Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrillé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- ✓ Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- ✓ Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- ✓ Des aciers transversaux.

V.5.1. Types d'armatures :

a) Armatures verticales :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

- **Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20% :**

Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm.

b) **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent munies de crochets à 135° a une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c) **Règles communes :**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :
 - ✓ Globalement dans la section du voile 0,15%
 - ✓ En zone courante 0,10%
- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux (2) Valeurs Suivantes :

$St \leq 1,5a$ $St \leq \text{Min}(30\text{cm} ; 1,5a)$, avec **a** : épaisseur du voile.

$St \leq 30\text{cm}$
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser **L /10** de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;
 - ✓ 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$V_{vj} = 1.1 \frac{V}{F_e} \quad ; \quad \text{avec } V = 1.4V_{\text{calculé}}$$

- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

d) **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

V.5.2. Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical) :**V.5.2.1. Ferrailage vertical :**

Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

Entièrement tendu (S. E. T).

Entièrement comprimée (S. E.C).

Partiellement comprimée (S. P. C).

V.5.2.2. Etapes de calcul :

✓ **Détermination de la nature de la section :**

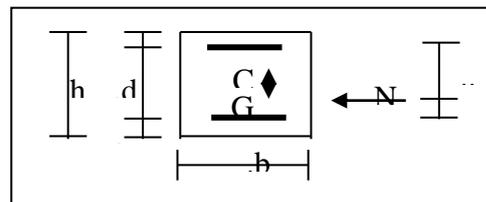
- Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est : $\frac{h}{6}$)
- Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal
($e = \frac{M}{N}$).

✓ **Calcul des sections suivant leurs natures :**

Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.
- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$



Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A \cdot \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A \cdot \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

✓ **Section entièrement comprimée :** La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.
- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Où : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont

données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\text{‰}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si: $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont

données par : $A=0$; $A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'}$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

✓ **Section partiellement comprimée** : la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Où : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

Pour les voiles pleins.

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{a.h} - \frac{6.M}{a.h^2} \end{cases}$$

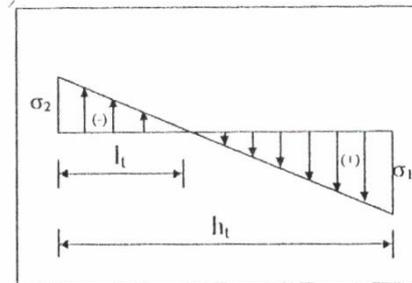


Fig.1

☒ 1^{ere} cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

☒ 2^{eme} cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$.

☒ 3^{eme} cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

○ $A_{\min1}^{R.P.A} = 0,002.a.l_t$

○ $A_{\min2}^{R.P.A} = 0,0015.a.h$

○ $A_{\min3}^{R.P.A} = 0,001.a.h$ (en zone courante)

✓ **Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :**

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- **N = 0,8 NG ± NE**
- **M = 0,8 MG ± ME**

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- **N = NG + N Q ± NE**
- **M = MG + MQ ± ME**

1) Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

* $N_{\min} = 0,8N_g + N_e$ ($N_e = 0$ cas des voiles pleins)

* $M = 0,8M_g + M_e$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{corr} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{max} = M_g + M_q + M_e$$

V.5.2.3. Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL .91

a) Armatures verticales :

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC (L= 3.40 m)

G+Q± E: $M_{max} \longrightarrow N_{corr}$

Niveau	T(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	398	719.68	2100.79

$$M=2100.79\text{KN.m}$$

$$N=719.68\text{KN}$$

$$H = 3.40 \text{ m} ; c = 5\text{cm}$$

$$d = h - c = 3,35\text{m}; a = 0,15 \text{ m}$$

Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2100.79}{719.68} = 2.91\text{m}$$

$$\checkmark A = (0.337 h - 0.81 c'). b.h. \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 3.4 - 0.81 \times 0.03) 150 \times 3400 \times 14.2 = 8121903 \text{ N.m}$$

$$\checkmark B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$\bullet M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 2100.79 + 719.68 (3.35 - 3.4/2) = 3288.262 \text{ KN.m}$$

$$B = 719.68 (3,35 - 0.03) - 3288.262 = -898.92 \text{ KN.}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

❖ Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20.e}{h} = \frac{20 \times 2.91}{3.40} = 17.11$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.7 \times 3.06}{3.40} = 0,63$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.63 < 17.11 \dots \dots \dots (c.v)$$

❖ **Calcul de ferrailage :**

Calcul des armatures à la flexion simple

$$M_A = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 3288.262 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

M ₁ (KN.m)	μ	μ _t	α	β	A _r (cm ²)
3288.262	0,105	0,392	0,139	0,944	26

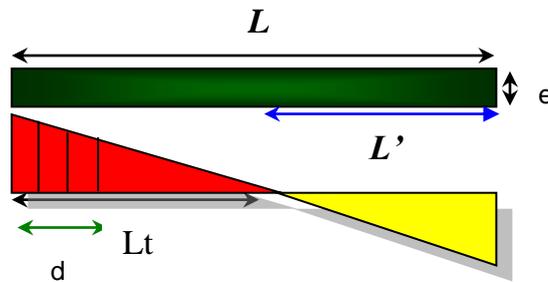
Tableau.V.5.1. Calcul des armatures à la flexion composée

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} = 26 - 17.992 = 8.01 \text{ cm}^2$$

N (N)	A _f (cm ²)	A _{cal} (cm ²)
719680	26	8,01

❖ **L'armature verticale minimal**

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{719.68 \times 10^3}{150 \times 3400} + \frac{6 \times 2100.79 \times 10^6}{150 \times (3400)^2} = 8.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{719.68 \times 10^3}{150 \times 3400} - \frac{6 \times 2100.79 \times 10^6}{150 \times (3400)^2} = -5.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1,36 \text{ m}$$

$$\text{Alors } A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times l_t \times a = 0.002 \times 136 \times 15 = 4.08 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 340 = 7.65 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- Dans la zone tendue : $A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{\text{RPA}}) = \max(8,01 ; 4.08)$

Alors on prend $A = 8,01 \text{ cm}^2$

- En zone courante

$$h' = h - 2lt = 3.4 - 2 \times 1.36 = 0.86 \text{ m} > 0$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 15 \times 86 = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = (2 \times 8,01) + 1,29 = 17.30 \text{ cm}^2 > A_{\min}^g = 7.65 \text{ cm}^2$$

En choisit dans toute la section du voile 24HA10 pour $A_{\text{tot}} = 18.85 \text{ cm}^2$.

Niveau	A_{tendue} (cm^2)	A_c (cm^2)	A_{tot} (cm^2)	A_{\min}^g (cm^2)	Condition	A_{adopt}
RDC V(0,15×3.5×3,06)	8,01	1.29	17,30	7.65	Vérifier	24 HA10= 18,85

Tableau.V.5.2. Ferrailage Des voiles

➤ **Choix d'armature**

$$A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = \frac{17,30}{2} = 8,65 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = 12\text{HA10} = 9,42 \text{ cm}^2$$

❖ **L'espacement**

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1,5 \times a; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 15; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}$$

On prendre : $S = 20 \text{ cm}$

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min\left\{\frac{1.5a}{2}; \frac{30}{2}\right\} = \min\{11.25; 15\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 10 \text{ cm}$

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majeure de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version2003)

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5Mpa$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a.d} = \frac{1.4 \times 398 \times 10^3}{150 \times 3350} = 1.1Mpa \dots\dots\dots (c.v)$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

a : épaisseur du voile

d : Hauteur utile

V.5.2.4. Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

* Globalement dans la section du voile :

$$A_{min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25cm^2$$

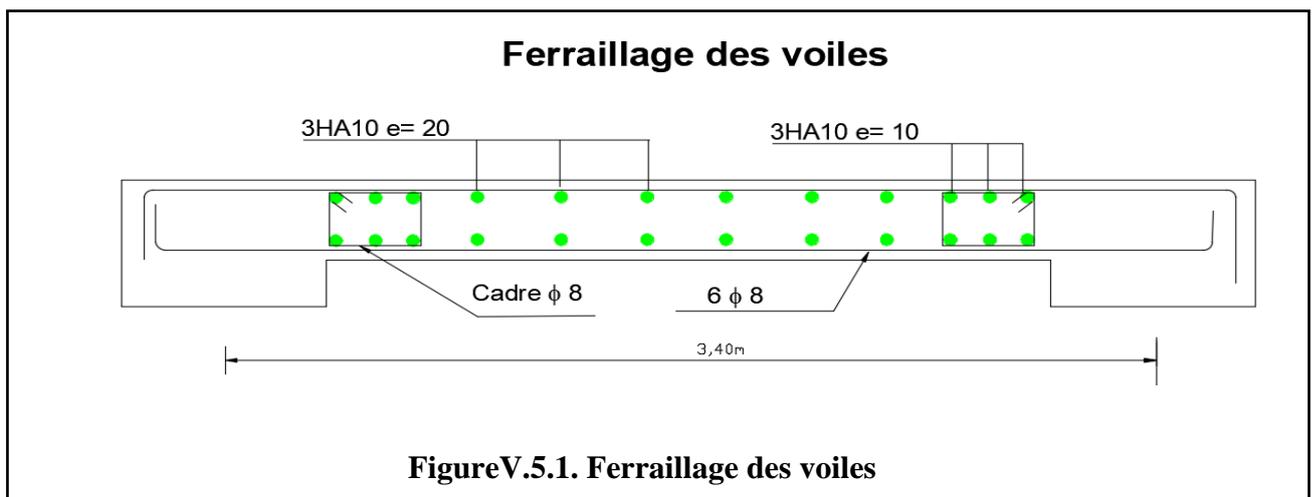
* En zone courante :

$$A_{min}^c = 0.001 \times b \times 1m = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5cm^2$$

Donc on prend : $A_{hor} = 6\phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2 \text{ par ml}$

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

V.5.2.5. Présentation du ferraillage des voiles :



CHAPITRE VI

CHAPITRES VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol, leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage. On distingue deux types de fondations :

- **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

- **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

VI.2. Étude de sol :

Une étude préalable du sol à donner la valeur de la contrainte admissible du Sol ($\sigma_{sol}=1.5$ bars).

VI.3. Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- Le poids de la structure.
- La capacité portante du sol.
- L'économie dans la réalisation.
- Distance entre axes des poteaux

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 1.5 bars, il y a lieu de projeter a priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Semelle isolé.
- Radier général.

On suggère l'emploi des fondations superficielles de type semelles filantes en premier lieu.

VI.3.1. Semelles filantes :

Justification :

Soit la surface de l'ensemble des semelles filantes :

$$S_{semelle} \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{37104.7845}{150} = 247.365 \text{ m}^2$$

$$P_{ser}(\text{max}) = G + Q = 35337.89 \text{ KN}$$

$$N_d = N_{ser} + 5\%N_{ser} = 37104.7845 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}$$

- Surface du bâtiment total : $S_{total} = 290.72 \text{ m}^2$

$$S_{semelle}^{totale} \geq 50\% S_{bâtiment}$$

On voit bien que : $S_{semelle} = 247.365 > 50\% * 290.72 = 145.36$ d'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier général.

VI.4. Calcul le Radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est **soumis** à la réaction du sol diminué du poids propre de radier.

VI.4.1. Combinaison d'action :

- ELS (G+Q) \Rightarrow Pour le dimensionnement .
- ELU (1.35G + 1.5Q) \Rightarrow Pour le Ferrailage.
- Accidentelle (0.8G \pm E) \Rightarrow pour la vérification.

VI.4.2. Pré-dimensionnement :

VI.4.2.1. Condition de coffrage :

Hauteur du radier : L'épaisseur du radier (h_r) doit satisfaire les conditions suivantes :

- Sous voiles : $\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$

L_{max} : le plus grand travail.

$$L_{max} = 420\text{cm} \rightarrow 52.5 \text{ cm} \leq h_r \leq 84 \text{ cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier a adoptée est : $h_r = 60 \text{ cm}$

- **Sous poteaux :**

-La dalle : La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \rightarrow h \geq \frac{420}{20} = 21 \text{ cm}$$

Avec : Une hauteur minimale de 25 cm

La valeur de l'épaisseur de dalle est : $h_r = 60 \text{ cm}$

✓ **La hauteur des nervure: $b \geq \frac{L_{max}}{10}$**

L_{max} : distance maximale entre deux éléments porteurs files successifs. ($L_{max} = 4.20\text{m}$)

$$b \geq \frac{420}{10} = 42 \text{ cm} \quad b = 55 \text{ cm}$$

VI.4.2.2. Condition de rigidité (longueur élastique) :

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

Avec :
$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

- L_e : Longueur élastique.
- E : module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$
- I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.
- K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MN/m}^3$

b : largeur du radier. (Bande de 1 mètre).

Avec : $I = \frac{bh^3}{12}$ D'où :
$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48K \cdot L_{max}^4}{E \cdot \pi^4}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4,20^4}{3216420 \times 3,14^4}} = 0.575 \text{ m} \quad \text{Donc : } h \geq 0.58 \text{ m}$$

❖ **Conclusion :**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$H_r = 60 \text{ cm}$ pour les nervure du radier,

$h = 40 \text{ cm}$ pour la dalle du radier.

$b = 55 \text{ cm}$

❖ **Vérification :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.016}{4000 \times 1}} = 7.17 \text{ m}$$

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi} \rightarrow L_e = 7.17 \text{ m} \geq \frac{2 \times 4.20}{3.14} = 2.67 \text{ m} \rightarrow \text{c.v}$$

VI. 4.3. Calcul de la surface minimale du radier :**VI.4.3.1 Détermination des efforts :**

$$s_{semelle} \geq \frac{37104.7845}{150} = 247.365 \text{ m}^2$$

D'après les résultats de ROBOT on a :

$$\text{ELS: } N_s = 37104.7845 \text{ KN}$$

$$\text{ELU: } N_u = 50706.495 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{1,33\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{37104.7845}{1.33 \times 150} = 185.988 \text{ m}^2$$

$$S_{bâtiment} = 290.72 \text{ m}^2 > 185.988 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera :

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

L_x: longueur en plan (24.7 m).

L_y: largeur en plan (16.05 m).

VI.4.3.2. Calcul de débordement D:

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30\text{cm}). \text{ Où : } h_r = 0.60\text{m}$$

$$D \geq \text{Max} (30\text{cm} ; 30 \text{ cm}).$$

On prend $D = 0.4 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est :

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 290.72 + 0.4 \times 2 \times (24.7 + 16.05) = 323.32 \text{ m}^2$$

VI.4.3.3. Poids du radier :

$$G = (323.32 \times 0.60 \times 25) = 4849.8 \text{ KN}$$

-Combinaison d'action :

$$N_u = 50706.495 + 1.35 (4849.8) = 57253.725 \text{ KN}$$

$$N_s = 37104.7845 + 4849.8 = 41954.5845 \text{ KN}$$

VI.4.4. Vérifications de radier :

VI.4.4.1. Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9$ $h = 0,9 \times 60 = 54 \text{ cm}$

$$V_u = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$V_u = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{57253.725 \cdot 1}{323.32} \cdot \frac{4.20}{2} = 371.864 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{371.864}{1 \times 0.54} = 0.688 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.4.2. Vérification au poinçonnement : BAEL91 (Art : A.5.2.42)

Il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge revenant plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen. $\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$

h : Epaisseur du radier

- **Vérification pour les voiles** : cette vérification se fera pour le voile le plus sollicité et avec $e = 20 \text{ cm}$.

$$\mu_c = 2(0.15 + 3.50 + 2 \times 0.60) = 9.7 \text{ m}$$

$$N_u = 1436.04 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 9.70 \times 0.60 \times 25000}{1.5} = 4365 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (c.v)}$$

- **Vérification pour les poteaux** : Le poteau le plus sollicité.

$$\mu_c = 2(0.55 + 0.50 + 2 \times 0,60) = 4.50 \text{ m}$$

$$N_u = 1657.23 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 4.50 \times 0.60 \times 25000}{1.5} = 2025 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (c.v)}$$

Donc : La condition est vérifiée pour la structure il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

VI.4.4.3. Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique. On doit vérifier que : $G \geq \alpha \cdot h \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w$

$$Z = 1,5 \times 323.32 \times 10 \times 1.8 = 8729.64 \text{ KN}$$

G : Effort normal transmis au radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement, $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

h : hauteur de la partie enterrée du bâtiment, h = 1.8 m

$$G_T = 50706.495 + 1.35 (4849.8) = 57253.725 \text{ KN}$$

$$G_T = 57253.725 \text{ KN} > 8729.64 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots (\text{CV})$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

VI.4.4.4. Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E) :

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003 (art10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales

$$N_{\text{total}} = 25146.26 \text{ KN}$$

$$M_x = 40992.72 \text{ KN}$$

$$M_y = 46060.84 \text{ KN}$$

	Sens(X-X)	Sens (Y-Y)
N total(KN)	25146.26	25146.26
M(KN.m)	40992.72	46060.84
e(m)	1.63	1.83
L/4(m)	6.05	3.875
Condition	Vérifier	vérifier

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_{x-x} = \frac{b.h^3}{12} = 1830613m^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h.b^3}{12} = 7509.81m^4$$

Le centre de gravité :

$$X = \frac{\sum Si \times Xi}{\sum Si}$$

$$Y = \frac{\sum Si \times Yi}{\sum Si}$$

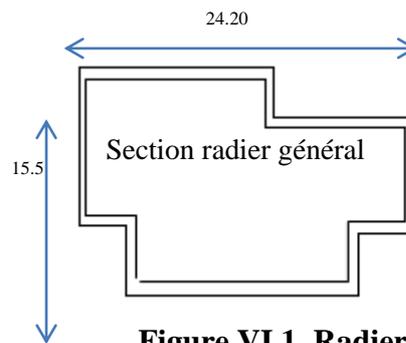


Figure VI.1. Radier

	Centre de gravité du radier	Centre de gravité du bâtiment	ex	ey
X_G	11.22	11.33	0.11	/
Y_G	7.01	7.15	/	0.14

Tableau.VI.1. Centre de gravité du radier.

VI.4.4.5. Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad ; \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I} \quad ; \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.33 \times \sigma_{adm} = 1.33 \times 150 = 199.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$X_g = 11.22 \text{ m}, Y_g = 7.01 \text{ m}$$

	$I (m^4)$	N(KN)	M(KN.m)	$S_{rad}(m^2)$
X-X	1830613	25146.26	40992.72	323.32
Y-Y	7509.81	25146.26	46060.84	323.32

	$\sigma_1(KN/m^2)$	$\sigma_2(KN/m^2)$	$\sigma_m(KN/m^2)$	$\bar{\sigma}_{sol}(KN/m^2)$	$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol}$
X-X	102.899	52.650	90.336	199.5	C.V
Y-Y	120.77	34.779	99.272	199.5	C.V

Tableau.VI.2. Les contraintes du radier.

VI.4.5. Ferrailage du radier :

Le radier se calculera comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés

comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

VI.4.5.1. Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

μ_x, μ_y : sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à 1 'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments

Comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

- **Calcul des charges appliquées :**

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q)/S_{rad}$ $q_u = 57253.725 / 323.32$	$q_{ser} = (G+Q)/S_{rad}$ $q_{ser} = 41954.5845 / 323.32$
$q_u = 177.08 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 129.76 \text{ KN/m}^2$

Tableau.VI.3. Les charges appliquées sur le radier.

- **Ferrailage de la dalle de radier :**

Le plus grand panneau est le panneau du $(3.90 \times 4.20) \text{ m}^2$.

Le panneau intermédiaire

L'ELU : $\nu = 0$; $q_u = 177.08 \text{ KN/m}$

$\alpha = 3.90/4.20 = 0.92 > 0.4$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- A partir du tableau :

$$\mu_x = 0,0438$$

$$\mu_y = 0,819$$

- donc les moments sont :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0,0438 \times 177,08 \times (3,90)^2 = 117,970 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0,819 \times 117,970 = 96,617 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,75 M_x \rightarrow M_{tx} = 0,75 \times 117,970 = 88,4775 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y \rightarrow M_{ty} = 0,75 \times 96,617 = 72,463 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \times M_x \rightarrow 0,5 \times 117,970 = 58,985 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad , \sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\emptyset \leq \frac{600}{10} = 60 \text{ mm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\emptyset_x}{2} = 60 - 5 - \frac{6}{2} = 52 \text{ cm.}$$

$$d_y = d_x - \frac{\emptyset_x}{2} - \frac{\emptyset_y}{2} = 47 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)**

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

✓ Sens- X :

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 52 \times 2,1 / 400 = 6,272 \text{ cm}^2$$

✓ Sens- y :

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 47 \times 2,1 / 400 = 5,67 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 60 \times 100 = 6,00 \text{ cm}^2$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
Mu (KN ×m)	58.985	88.4775	58.985	72.463
μ	0,0153	0,0230	0,0188	0,0231
μ<μ _L	CV	CV	CV	CV
A _s ' (cm ²)	0	0	0	0
α	0,0193	0,0291	0,0237	0,0292
B	0.992	0.988	0.990	0.991
σ _s	348	348	348	348
As (cm ² /ml)	3.28	4.92	3.63	4.46
As _{min} (cm ² /ml)	6.272	6.272	5.67	5.67
AS _{BAEL} (cm ² /ml)	6	6	6	6
Choix des barres/ml	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
AS _{corres} (cm ² /ml)	6.79	6.79	6.79	6.79
Espacement (cm)	17	17	17	17

Tableau.VI.4. Calcul des armatures du radier à l'ELU.

L'ELS: v = 0.2 ; q_s= 129.76 KN/m

$$\alpha = 3.90/4.20 = 0.92 > 0.4$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{ (2/3)fe ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

$$FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{ 0,666 \times 400 , 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- A partir du tableau :

$$\mu_x = 0.0510$$

$$\mu_y = 0.875$$

- donc les moments sont :

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0510 \times 129.76 \times (3.9)^2 = 100.656 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0.875 \times 100.656 = 88.074 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.75 M_x \rightarrow M_{tx} = 0.75 \times 100.656 = 75.492 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y \rightarrow M_{ty} = 0.75 \times 88.074 = 66.055 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x \rightarrow 0.5 \times 100.656 = 50.328 \text{ KN.m/ml.}$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
Mser (KN.m)	50.328	75.492	50.328	66.055
μ	0,018	0,027	0,022	0,024
$\mu < \mu_L$	CV	CV	CV	CV
σ_{bc} (MPa)	15	15	15	15
α	0,023	0,034	0,028	0,030
β	0,991	0,986	0,989	0,988
σ_{st} (MPa)	201.63	201.63	201.63	201.63
As (cm ² /ml)	4.84	7.26	5.35	7.03
As _{min} (cm ² /ml)	6.272	6.272	5.67	5.67
choix des barres/ml	4HA16	4HA16	4HA16	4HA16
As _{corr} (cm ² /ml)	8.04	8.04	8.04	8.04
Espacement cm	17	17	17	17

Tableau.VI.5. Calcul des armatures du radier à l'ELS.

-Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots (A.5.1,1, p51)$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{177.08 \times 4.20 \times 3.90}{2(3.9) + 4.20} = 241.71KN$$

$$\tau_u = \frac{241.71 \times 10^3}{1000 \times 540} = 0.447Mpa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min(2.5; 4MPa)$$

$$\tau_u = 0.447 < [\tau_u] = 2.5Mpa$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

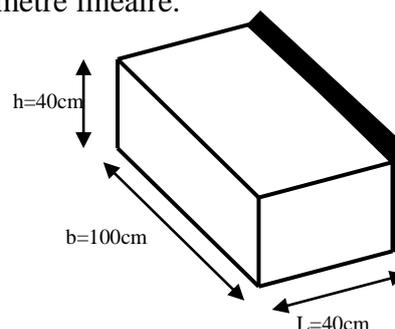
VI.5. Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur de 40 cm. Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre linéaire.

h = 0.40m

b = 1m

d = 0.9 h = 0.36m



✓ **Présentation schématique :**

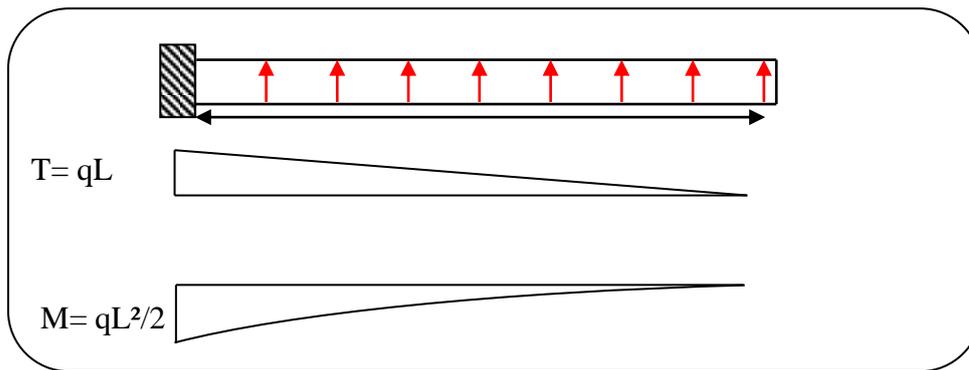


Figure VI.2. Schéma isostatique et sollicitations sur un débord.

■ **L'ELU :**

$$M_{\max} = q_u \times L^2 / 2 = 177.08 \times (0.4)^2 / 2 = 14.1664 \text{ KN.m}$$

■ **L'E LS : (fissuration préjudiciable) :**

$$M_{\max} = q_{\text{ser}} \times L^2 / 2 = 129.76 \times (0.4)^2 / 2 = 10.3808 \text{ KN.m}$$

	M_{\max}	μ	A	β	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{Adop}}(\text{cm}^2)$
ELU	14.1664	0.0769	0.1001	0.959	1.17	6.52	6.79 = 6HA12
ELS	10.3808	0.0564	0.0726	0.971	0.85	6.52	6.79 = 6HA12

Tableau.VI.6. Calcul des armatures du débordement radier

Armature de Répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.697 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit $A = 3.14 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}10$

- Espacement des armatures transversales

• **En zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right) \Rightarrow S_t \leq \min(15, 24)$$

$$S_t \leq 15$$

• **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{60}{2} \Rightarrow S_t \leq 30$$

Nous prenons :

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \quad \text{En zone courante}$$

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0,05 f_{28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$d = 0,90 h = 0,54 \text{ m.}$$

$$V_u = q_u \times L$$

$$V_u = 177,08 \times 0,4 = 70,832 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{70,832 \times 10^3}{1000 \times 540} = 0,1311 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Note : On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

Schémas ferrailage de radier :

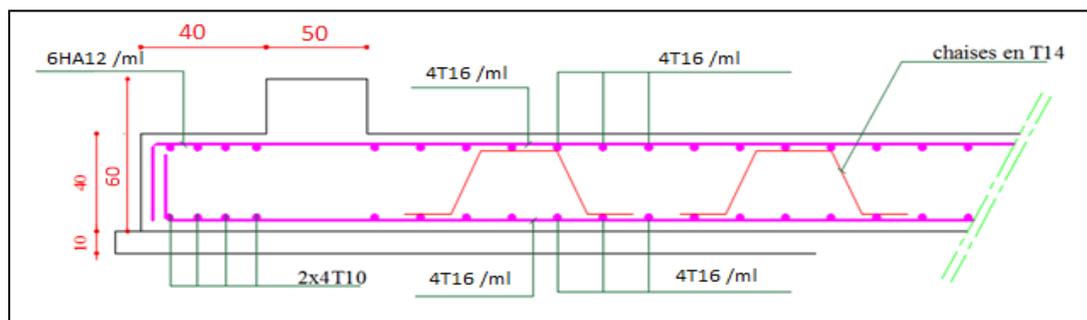


Figure VI.3. Ferrailage globale de radier.

VI.6. Etude de la nervure

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapezoïdale selon les lignes de ruptures mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

La nervure est la poutre du radier soumise à la flexion simple

$$h = 60 \text{ cm} \quad d = 55 \text{ cm}$$

$$b = 55 \text{ cm} \quad c = 5 \text{ cm}$$

a) Les sollicitations sur les nervures :

Les sollicitations maximales sont déterminées par le logiciel **ROBOT 2011** poutre rectangulaire ($b \times h$). $q_u = 177,08 \text{ KN/m}^2$ $q_s = 129,76 \text{ KN/m}^2$

Charge triangulaire : $p = \frac{q_u * Lx}{4}$

Avec p chargé équivalente produit le même moment que la charge triangulaire

Charge trapézoïdale : $p = \frac{q_u * Lx}{2} * 1 - \frac{\rho}{2}$

Avec p chargé équivalente produit le même moment que la charge trapézoïdale. On a $\rho=0.92$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires)

☒ **Sens X-X**

- **ELU :**

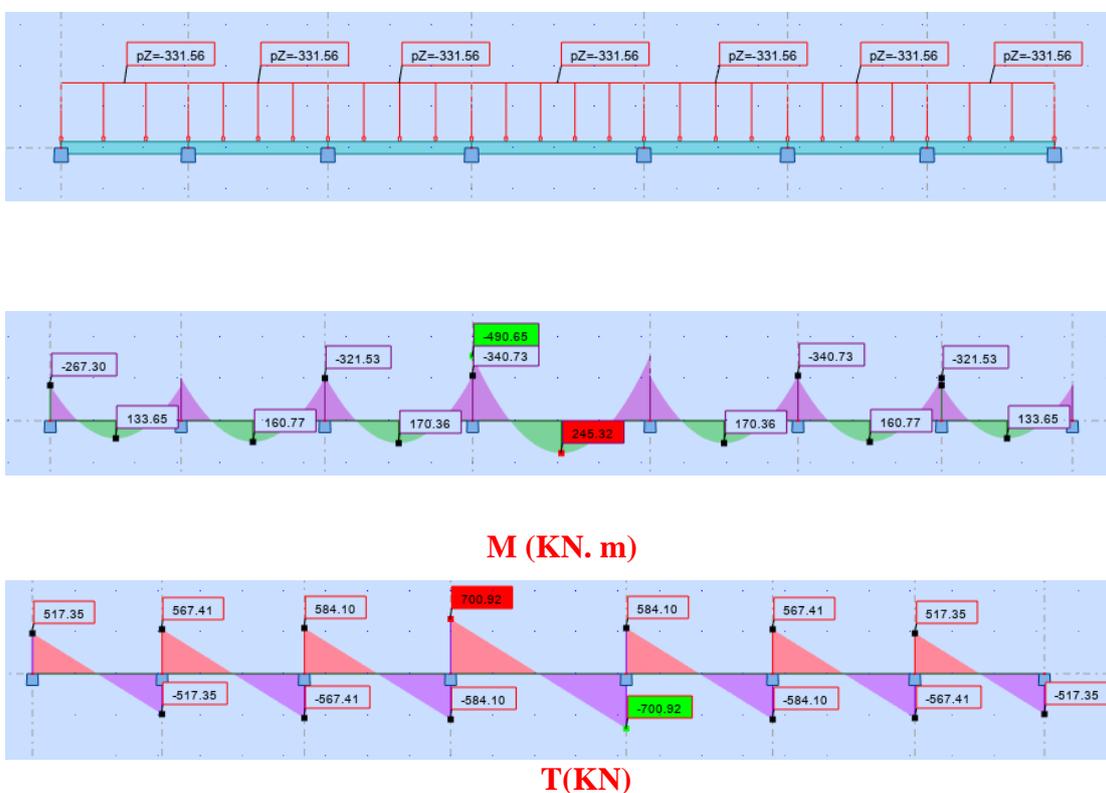
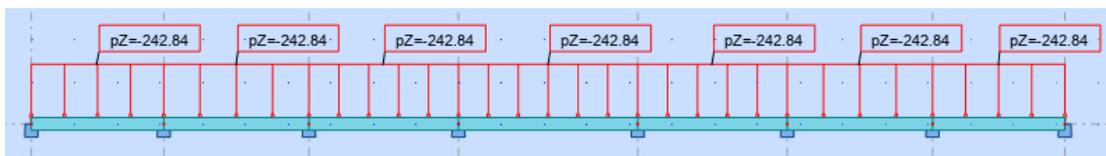


Figure VI.4. Sollicitation des nerverai sens X-X (ELU)

- **ELS :**



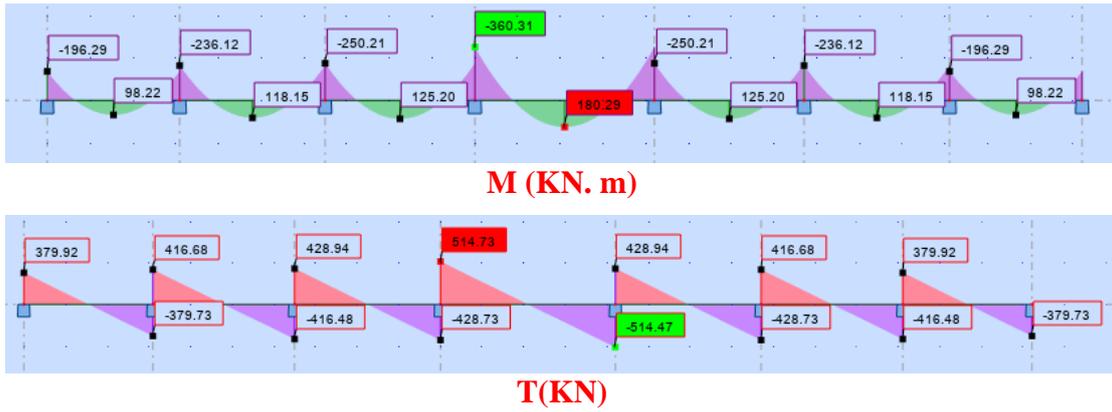


Figure VI.5. Sollicitation des nerverais sens X-X (ELS).

Sens-Y-Y

- ELU :

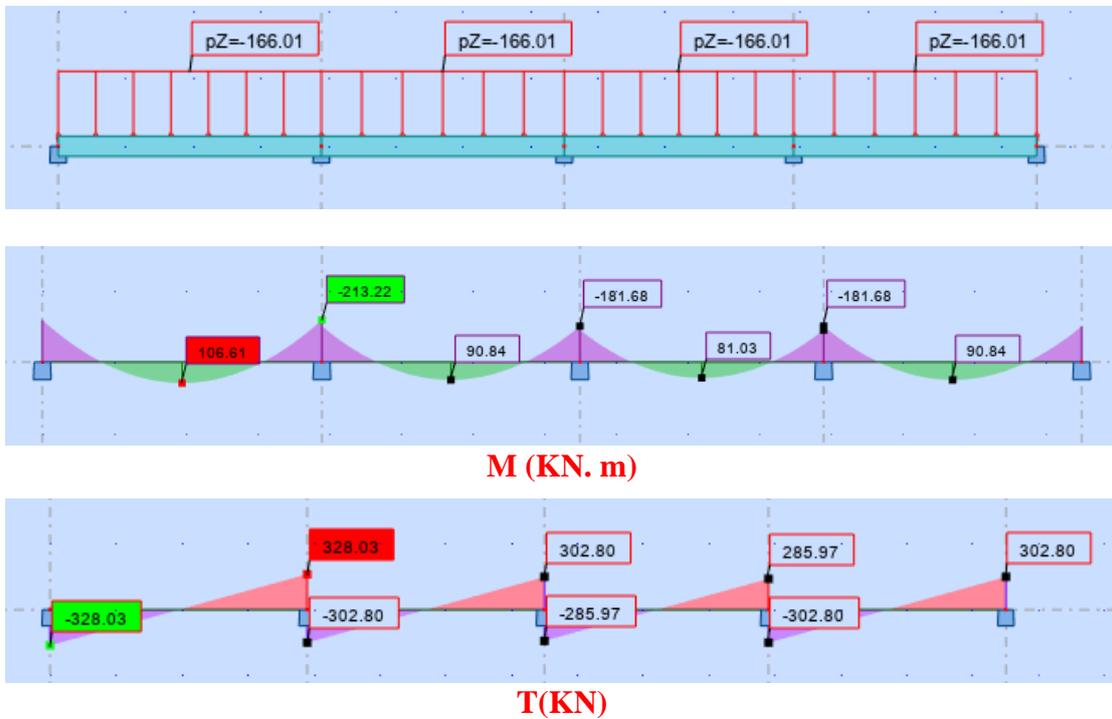
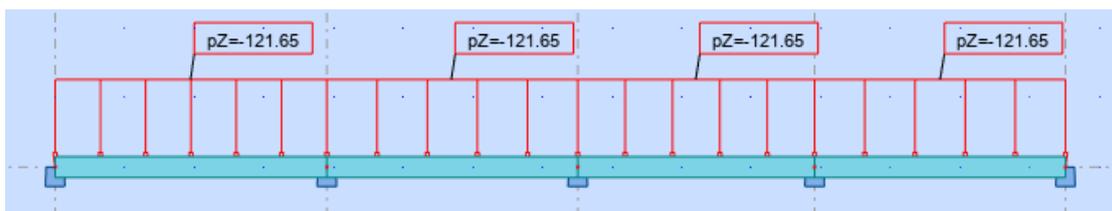


Figure VI.6. Sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELU).

- ELS :



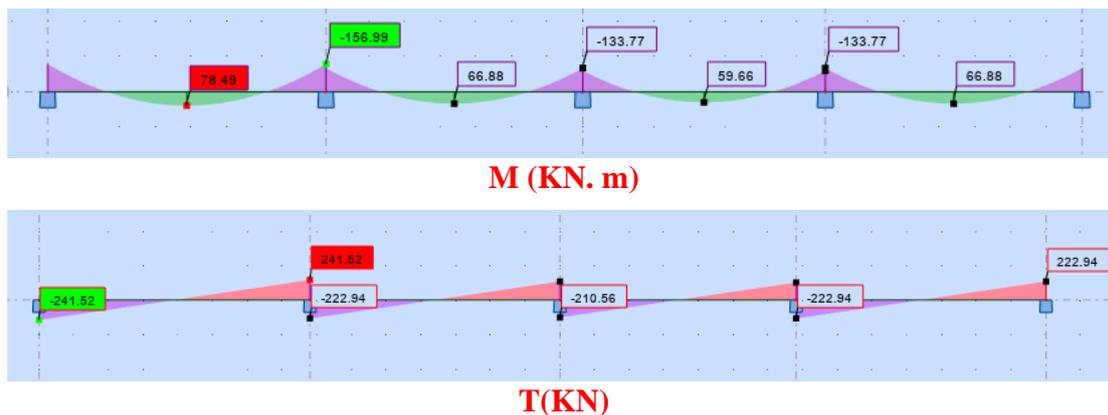


Figure VI.7. Sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELS)

$$\begin{aligned}
 ELU & \begin{cases} (X - X) : M_t = 245.32 \text{ KN.m} , M_a = 490.65 \text{ KN.m} \\ (Y - Y) : M_t = 106.61 \text{ KN.m} , M_a = 213.22 \text{ KN.m} \end{cases} \\
 ELS & \begin{cases} (X - X) : M_t = 180.29 \text{ KN.m} , M_a = 360.31 \text{ KN.m} \\ (Y - Y) : M_t = 78.49 \text{ KN.m} , M_a = 156.99 \text{ KN.m} \end{cases}
 \end{aligned}$$

❖ Ferrailage de nervure à L' ELU:

Sens		M_u [KN.m]	μ_b	α	B	A_{cal}	A_{min}	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	490.65	0.207	0.293	0.883	29.03	3.65	31.41	6HA20+4HA20
	Travée	245.32	0.104	0.137	0.945	13.56	3.65	20.61	4HA16+4HA20
Y-Y	Appuis	313.22	0.133	0.179	0.928	17.63	3.65	20.61	4HA16+4HA20
	travée	106.61	0.045	0.057	0.977	5.70	3.65	20.61	4HA16+4HA20

Tableau.VI.7. Ferrailage de nervure à L' ELU

❖ Ferrailage de nervure à L' ELS:

Sens		M_u [KN.m]	μ_b	α	B	A_{cal}	A_{min}	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	360.31	0.152	0.207	0.917	20.52	3.65	25.13	4HA20+4HA20
	Travée	180.29	0.076	0.098	0.961	9.80	3.65	16.08	4HA16+4HA16
Y-Y	Appuis	156.99	0.066	0.085	0.966	8.49	3.65	25.13	4HA20+4HA20
	travée	78.49	0.033	0.042	0.983	4.17	3.65	16.08	4HA16+4HA16

Tableau.VI.8 Ferrailage de nervure à L' ELS

❖ **Vérifications à l'ELU :**

-Vérifications de la l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

Sens	V _u (KN)	τ _u (MPa)	Observation
X-X	700.92	2.317	C.V
Y-Y	328.03	1.08	C.V

❖ **Vérifications nécessaires pour les nervures :**

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \quad (\text{BAEL91. A.4.2})$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 55 \times 55 \times \frac{2,1}{400} = 3,65 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage minimal d'armature :

Selon BAEL91 :

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times h \times b \quad (\text{BAEL91. B.6.4})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times 60 \times 55 = 3,3 \text{ cm}^2$$

Selon PPA99/2003 :

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,5\% \cdot b \times h \quad (\text{art. 7.5.2.1})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,5\% \cdot 55 \times 60 = 16,5 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures transversales minimales :**

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (17,14, 55, 20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

- Armatures transversales minimales

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 20 \times 55 = 3,3 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$

- Espacement des armatures transversales

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L \right) \Rightarrow S_t \leq \min(15, 24)$$

$$S_t \leq 15$$

- **En zone courante** $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{60}{2} \Rightarrow S_t \leq 30$

Nous prenons :

$S_t = 15$ cm En zone nodale

$S_t = 20$ cm En zone courante

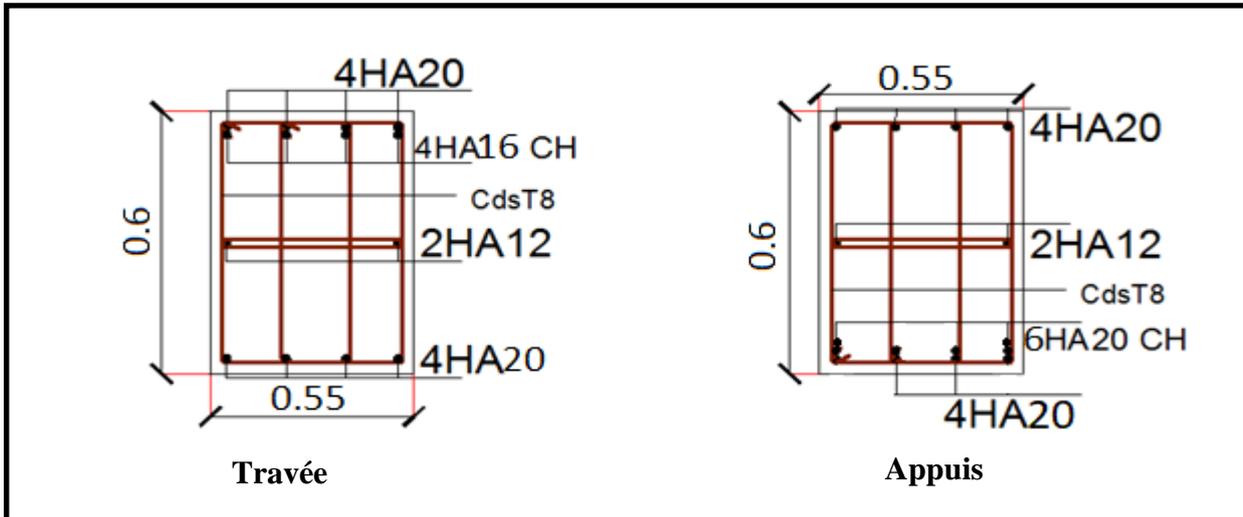


Figure VI.8. Ferrailage de nervure **X-X**

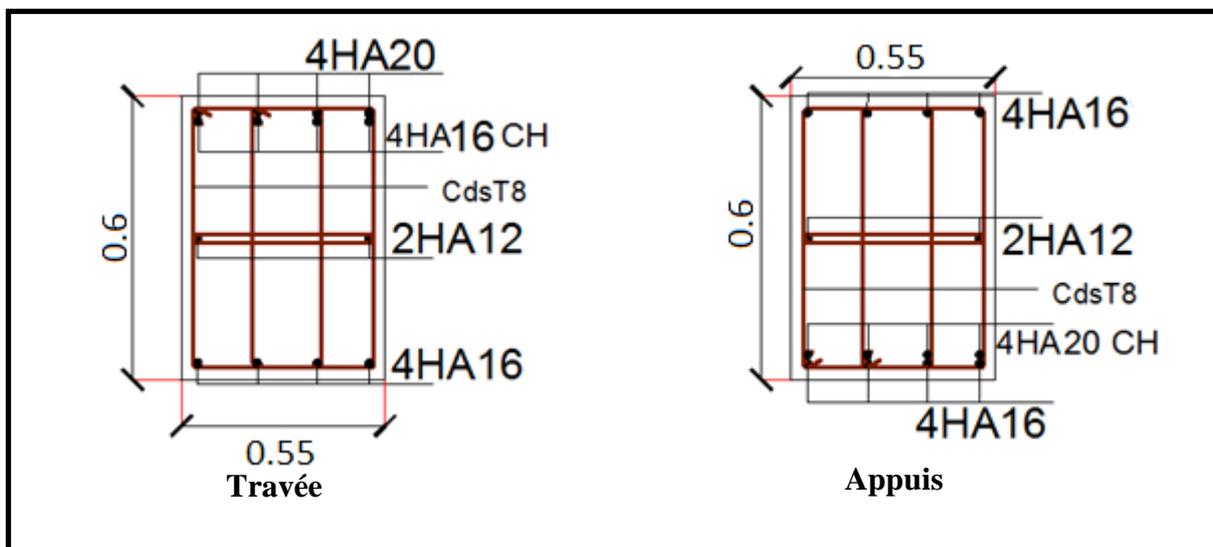


Figure VI.9. Ferrailage de nervure **Y-Y**

VI.7. LONGRINE

Les longrines (ou les dispositifs équivalent) doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 KN$ [RPA99 (art 10.1.1)]

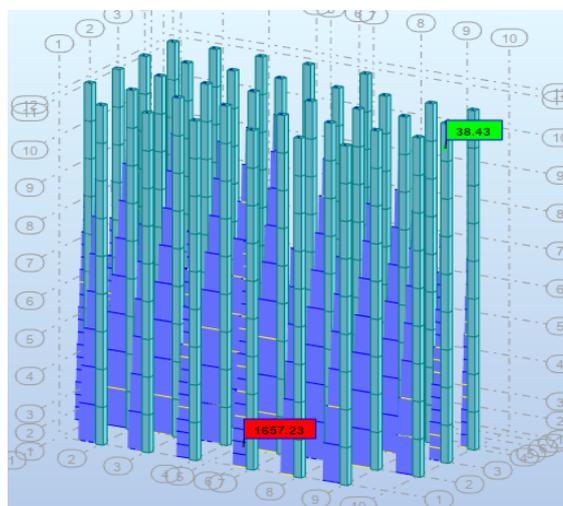
Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau VI.9.1)

Site	Zone		
	I	II	III
S ₁	-	-	-
S ₂	-	15	12
S ₃	15	12	10.
S ₄	12	10	8

Tableau VI.9 RPA 99 (révisé 2003). p 93



FigureVI.10. Résultats de l'effort normal.

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 KN \Rightarrow F = \frac{1657.23}{12} = 138.10KN > 20KN \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont :

(25 × 30) cm² : sites de catégorie S3 en adopté une section de (30x40) cm².

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm ; 15 φ₁).

Calcul des armatures longitudinales

❖ **Ferrailage minimal** : D'après RPA99

$$A_{\min} = 0.6\% \cdot B = 0.006 \times 30 \times 40 = 7.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = A^{\text{RPA (min)}} = 7.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6\text{T}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures Transversales**

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres $\emptyset 8$ (Fissurations *est préjudiciable*)

❖ **L'espacement** : Selon RPA99

$$S_t \leq \min (20\text{cm} ; 15 \emptyset_1) ; S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.80 \text{ cm}^2$$

En choisissant un cadre en $\emptyset 8$ et étrier en $\emptyset 8$ pour $A = 2.01 \text{ cm}^2$.

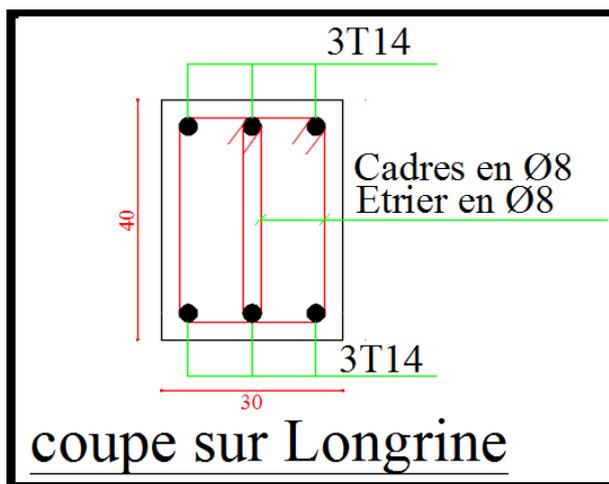


Figure VI.11. Ferrailage de longrine

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes en utilisant surtout le logiciel de calcul « Robot », et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel ;
- L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vésication de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques,

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Résumer :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un rez-de-chaussée plus (08) étages, implanté à la wilaya de **Sétif**. Cette région est classée en zone moyenne sismique IIa (RPA99 version 2003). Le système de contreventement dans cette structure est assuré par des voiles et des portiques, en utilisant le logiciel de calcul par élément fini « ROBOT ».

Le travail a été partagé en deux parties principales :

- ❖ La première partie est l'étude de la superstructure, et qui contient la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, le pré dimensionnement des éléments de la structure et calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers,) ensuite l'étude dynamique de la structure (période, interaction,...) et enfin l'étude des éléments structuraux (poteaux, poutres, ...) ;.
- ❖ La deuxième partie est l'étude de l'infrastructure, et qui consiste à choisir sur la base du rapport géotechnique le type de fondation pour la structure, puis la calculer.

ملخص:

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية تتكون من طابق ارضي + 8 طوابق . في ولاية سطيف المصنفة ضمن المنطقة متوسطة زلزالية II a . حسب القانون الجزائري للزلازل . RPA99 version2003 .

هذه الدراسة من أربعة أجزاء و هم:

- الجزء الأول : يبدأ بالوصف العام للمشروع، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة لها مع عرض الخصائص المواد وحمولة كل عنصر .
- الجزء الثاني : يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبناية .
- الجزء الثالث : يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة الحاسوب .
- الجزء الرابع و الأخير : يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة و الاساسات).