

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
FACULTE DE TECHNOLOGIE

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En Vue de l'Obtention du Diplôme MASTER en Génie Civil
Option : Matériaux et structures

Thème :

Etude d'un Bâtiment (R+8+2s/sol) à Usage d'Habitation et Commercial

Préparé par :

M^r MAACHE Hanafi
M^r SLIMANI Nacer

Promoteur :

M^r BOROUBA.A

Jury:

M^r BOUZROURA
M^{elle} ATTIL

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : *Généralité*

I.	PRESENTATION DE L'OUVRAGE	02
I.1.	Caractéristiques géométriques et architecturales	02
I.2.	Définition des éléments de l'ouvrage.....	02
II.	REGLEMENTS ET NORMES UTILISEES	03
III.	LES COBINAISONS DE CALCUL.....	03
IV.	CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MAT2RIAUX	04

Chapitre II : *Pré dimensionnement des éléments*

I.	INTRODUCTION	05
II.	PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX	05
II.1.	Les planchers	06
II.2.	Les dalles pleines	06
II.3.	les poutres.....	07
II.3.1.	les poutres principales	08
II.3.2.	les poutres secondaires.....	08
II.4.	les poteaux.....	08
II.5.	Les escaliers.....	09
II.6.	EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES	11
II.7.	LA DESCENTE DE CHARGE.....	13
II.7.1.	la loi de dégression	13
II.8.	LES VERIFICATIONS	20
II.9.	LES VOILES.....	23

Chapitre III : *Etude des éléments secondaires*

I.	INTRODUCTION	26
II.	ETUDE DES PLANCHERS	26
II.1.	Planchers corps creux	26
II.2.	Planchers dalles pleines	31
III.	ETUDE DES BALCONS	40

IV. ETUDE DE LA POUTRE DE CHAINAGE	58
V. ETUDE DE L'ESCALIER.....	61
VI. ETUDE DE L'ACROTERE.....	76
VII. ETUDE DE L'ASCENSEUR	82
VIII. CONCLUSION	90
Chapitre IV : Etude dynamique	
I. INTRODUCTION	90
II. METHODE DE CALCUL	90
III. DISPOSITION DES VOILES	96
IV. VERIFICATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS DE	99
L'ANALYSE DYNAMIQUE.....	99
V.1. Modes de vibration et taux de participation massique.....	99
V.2. Vérification de la période	100
V.3. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	100
V.4. Vérification de l'interaction voiles portiques	101
V.5. Vérification vis-à-vis des déplacements	104
V.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	106
Chapitre V : Calcul des éléments principaux	
I. INTRODUCTION	107
II. ETUDE DES POTEAUX	107
III. ETUDE DES POUTRES	118
IV. ETUDE DES VOILES.....	129
Chapitre VI : Etude des fondations	
I. INTRODUCTION	136
II. CHOIX DU TYPE DE FONDATION.....	136
II.1. Vérification des semelles isolées.....	136
II.2. Vérification des semelles filantes.....	137
II.3 Radier général	138
CONCLUSION GENERALE	
BIBLIOGRAPHIE	

Listes des figures

Figure I.1 : le sens de la disposition des poutrelles	05
Figure II.2 : coupe verticale d'un voile.....	23
Figure. III.1 : Schéma d'une Poutre continue.....	28
Figure III.2 : Evaluation des efforts tranchants.....	29
FigureIII.3 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	46
Figure. III.4 : panneau de dalle	46
Figure.III.5 :Section de la dalle pleine.....	47
Figure III.6 : Schéma de ferrailage Dalle pleine sur quatre appuis.....	51
Figure.III.7 : Schéma d'une dalle sur deux appuis.....	51
Figure.III.8 : schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.....	55
Figure.III.9 :dalle sur un seul appui.....	55
FigureIII.10 : schéma statique de la dalla sur un seul.....	55
Figure.III.11 : schéma de ferrailage de la dalle	57
Figure. III.12 : Schéma statique de la Poutre de chainage.....	57
Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.....	60
Figure : III.14 : schémas statique de la volée.....	67
Figure III.15 : Schémas de ferrailage des volées.....	70
Figure III.16 : Schémas de ferrailage de la poutre brisée.....	75
FigureIII.17 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	80
Figure III.18 : Dalle sur quatre appuis.....	81
Figure III.19 :L'ascenseur.....	84
Figure.III.20 : schéma de ferrailage de la dalle du locale des machines.....	88
Figure IV.1 : Spectre de réponse.....	94
Figure IV.2 : Disposition des voiles.....	95
Figure VI.3 : Mode 1 (translation selon X-X).....	95
Figure VI.4 : Mode 2 (translation selon Y-Y).....	96
Figure VI.5 : Mode 3(rotation au tour de Z-Z).....	96

Listes des figures

Figure V.1 : Section d'un poteau.....	110
Figure V.2 : Dispositions constructives des portiques.....	117
Figure V.3 : La zone nodale.....	122
Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poutres principales.....	124
Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	125
Figure. V.6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	127
Figure. V.7 : Schéma d'un voile pleine.....	128
Figure. V.8 : Schéma de ferrailage du voile 1 ^e , 2 ^{ème} s/sol,RDC,1 ^{er} étage	131
Figure VI : Schéma d'une semelle isolée	132
Figure VI.2 : Schéma d'une semelle filante.....	133
Figure VI.3 : Schéma du poinçonnement.....	135
Figure VI.4 : Schéma d'une dalle sur quatre appuis.....	137
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier	140
Figure VI. 6 : Schéma de ferrailage de la nervure.....	143

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux	04
Tableau II.1 : charges du plancher de la terrasse inaccessible.....	11
Tableau II.2 : charges de plancher d'étage courant.....	11
Tableau II.3 : charge des dalles pleines.....	11
Tableau II.4 : charge du mur en double cloison.....	12
Tableau II.5 : charge de l'acrotère.....	12
Tableau II.6 : évaluation des charges permanentes du palier.....	12
Tableau II.7 : évaluation des charges permanentes de la volée.....	13
Tableau II.8 : évaluation des Surcharges d'exploitations	13
Tableau II.9 : Descente de charge d'un poteau central.....	15
Tableau II.10 : résultats de la descente de charge du poteau d'escalier.....	19
Tableau II.11 : Différentes sections des poteaux.....	23
Tableau III.1 : Les différents Types de poutrelles.....	27
Tableau III.2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	30
Tableau III.3 : sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour plancher terrasse inaccessible.....	30
Tableau III.5 : sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher commercial.....	31
Tableau III.5 : sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour plancher étage courant.....	38
Tableau III.6 : sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher étage commercial.....	38
Tableau III.7 : sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour une terrasse.....	39
Tableau III.8 : Vérification des contraintes dans le béton.....	40

Liste des tableaux

Tableau III.9 : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	45
Tableau III.10 : Calcul de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.....	48
Tableau III.11 : contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis.....	49
Tableau III.12 : Calcul de ferrailage de la dalle sur deux appuis.....	52
Tableau III.13 : contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis.....	53
Tableau III.14 : Calcul du ferrailage de la dalle console	56
Tableau III.15 : vérification des contraintes.....	56
Tableau III.16 ferrailage de la poutre de chaînage.....	57
Tableau III.17 : vérification des contraintes.....	58
Tableau III.18 : Résultats de ferrailage des volées	62
Tableau III.19 :Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	64
Tableau III.20 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	69
Tableau III.21 contrainte de cisaillement.....	72
Tableau III.22 : Différentes combinaisons à utiliser.....	76
Tableau III.23 : Tableau de ferrailage de la dalle de locale des machines.....	82
Tableau III.24 : Résultats de calcul des contraintes.....	83
Tableau III.25 : Tableau de ferrailage de la dalle de local des machines.....	86
Tableau III.26 : Résultats de calcul des contraintes.....	88
Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités Pq	91
Tableau IV.2 Période de vibration et taux de participation massique.....	97
Tableau IV.3 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	98

Liste des tableaux

Tableau IV.4 : Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	99
Tableau IV.5 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	99
Tableau IV.6 : Vérification des déplacements pour le sens xx.....	100
Tableau IV.7 : Vérification des déplacements pour le sens yy.....	101
Tableau IV.8 : Vérification à L'effet P- Δ	102
Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA.....	104
Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux	106
Tableau V.3 : Vérification de l'effort normal réduit.....	107
Tableau V.4 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux.....	107
Tableau V.5 : Armatures transversales des poteaux.....	108
Tableau V.6 : Vérification du flambement des poteaux.....	110
Tableau V.7 : Vérification des contraintes dans le béton.....	111
Tableau V.8 : Vérification des sollicitations tangentes.....	111
Tableau V.9 : Ferrailage des sections des poteaux.....	115
Tableau V.10 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA.....	117
Tableau V.11 : Ferrailage des poutres.....	118
Tableau V.12 : Vérification de l'effort tranchant.....	120
Tableau V.13 : Vérification de la contrainte limite de béton.....	121
Tableau V.14 : Moment résistant dans les poteaux.....	122
Tableau V.15 : Vérification des zones nodales.....	123
Tableau V.16 : Résultats de ferrailage du voile 1 ^{er} ,2 ^{ème} s/sol,RDC,1 ^{er} étage.....	129
Tableau V.17 : Résultats de ferrailage du voile 2 ^{ème} .3 ^{ème} .4 ^{ème} 5 ^{ème}	130

Liste des tableaux

Tableau V.18 : Résultats de ferrailage du voile 6 ^{ème} .7 ^{ème} .8 ^{ème}	130
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton	139
Tableau VI.1 : Tableau du ferrailage du radier.....	139
Tableau VI.3 : Vérification des contraintes dans l'acier	140
Tableau VI.4 : Tableau du ferrailage des nervures.....	142
Tableau VI.5 : Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.....	142
Tableau VI.6 : Redimensionnement du Ferrailage des nervures.....	143

Liste des tableaux

REMERCEMENTS

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur M^r BOUROUBA. A, qui nous a suivi et conseillé durant l'étude du projet, aux membres de jury d'avoir accepté de juger notre travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à notre réussite dans nos études

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

Que tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire de fin d'études trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Résumé

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé de forme irrégulière, constituée de deux sous-sol, un rez-de-chaussée et 8 étages.

Cette structure se situe à la Wilaya de BOUIRA, qui fait partie de la zone Iia de moyenne sismicité. La structure dont la vue en plan est en forme rectangulaire et contreventée par un système mixte portiques voiles sa conception est faite conformément aux règlements et norme utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du Bâtiment en Algérie tel que DTR B.C 2.48, DTR B.C 2.41 DTR B.C 2.2

L'étude dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel SAP 2000. L'étude de l'infrastructure du bâtiment a abouti à une fondation de type radier à cause de l'importance des charges transmises au sol d'assise.

Mots-clés

Béton armé , contreventement, voile, étude dynamique, SAP2000, radier, poteaux poutres, période de vibration

Résumé

Abstract

The aim of this work is the study of a reinforced concrete structure of irregular shape, consisting of two basement, ground floor and 8 floors.

This structure is located in the Wilaya of BOUIRA, part of the area IIa medium seismicity. Structure whose plan view is rectangular and braced by a gantry sails mixed system design is made in accordance with regulations and standards used are those in force in the building sector in Algeria as DTR BC 2.48, BC 2.41 DTR DTR BC 2.2

The dynamic study was carried out using SAP 2000 software. Research infrastructure building yielded a foundation raft type because of the importance of the loads transmitted to **the subgrade**.

Keywords

Reinforced concrete bracing, sailing, dynamic analysis, SAP2000, delete, columns beams, vibration period

Introduction générale

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment (R+8+2s/sol). Il regroupe à la fois commerces et logements d'habitations. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques) étant donné qu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

Les calculs ont été menés en respectant la réglementation en vigueur, notamment (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003...etc)

Le travail est partagé en 6 chapitres qui sont organisés comme suit :

- premier chapitre présentation du projet.
- deuxième chapitre le pré dimensionnement des éléments du bâtiment.
- chapitre trois le calcul des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère
- Au chapitre quatre, l'étude dynamique est faite en utilisant le logiciel SAP 2000.
- chapitre cinq le calcul du ferrailage des éléments structuraux.
- Dans le sixième chapitre l'étude des fondations a été menée.

I. Description du projet :

L'objet de notre étude est un immeuble en R+8 étages et 2 s/sol. Cet ouvrage est à usage multiple (commerces et habitation)

L'ouvrage est situé dans la wilaya de Bouira, qui est, classée en zone II ad'après le RPA.

I.1. Caractéristiques géométriques et architecturales :

- Hauteur d'étage courant : 3.06m.
- Hauteur RDC : 4.08m.
- Hauteur de 1^{er} entre sol : 3.06m.
- Hauteur de 2^e entre sol : 4.08m.
- Dimension en plan du bâtiment.
 - Largeur du bâtiment : 21.00m.
 - Longueur du bâtiment : 31.15m.
 - La hauteur du bâtiment : 35.7m.

Le bâtiment se situe dans la wilaya de Bouira, et d'après le CBA93, si la longueur du bâtiment dépasse 25m en cette zone, on doit, soit insérer un joint dilatation, soit on tient compte des effets thermique. Dans notre cas on a opté pour la deuxième solution (tenir compte des effets thermique)

I.2. Définition des éléments de l'ouvrage

- ❖ les planchers :

Ils sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

- ❖ Les escaliers : Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

- ❖ les maçonneries :

- Les murs extérieures : ils sont réalisés en brique creuse on double parois séparée par une lame d'air de 5cm pour l'isolation thermique et acoustique.

- les murs internes (cloisons) sont en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

- ❖ L'acrotère : C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse.

Dans notre projet on a deux types d'acrotères :

- Un acrotère sur le plancher terrasse accessible qui va servir en plus de son rôle

Préliminaire comme garde-corps.

- Un acrotère sur le plancher terrasse inaccessible.

❖ les fondations :

Les dimensions des fondations seront déterminées en fonction de la descente des charges et de la capacité portante de sol.

❖ les voiles

Seront réalisés en béton armé coulé sur place.

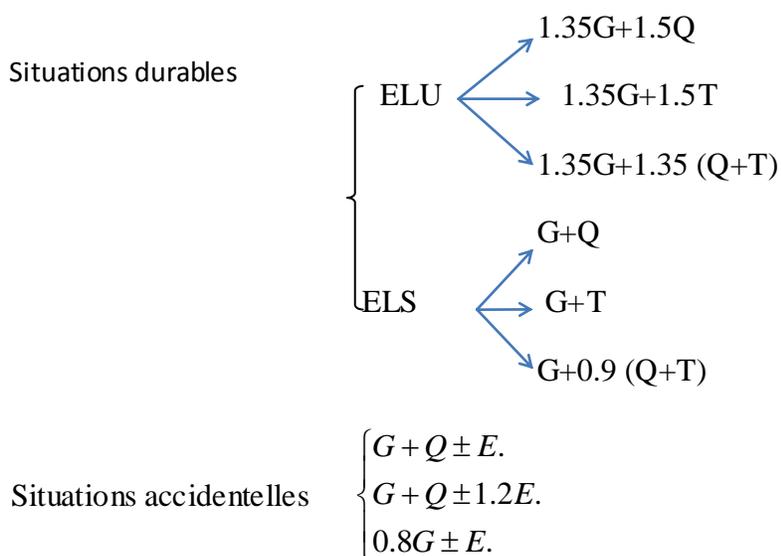
II. Règlement et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement ; nous avons eu recours au :

- ❖ DTR B.C 2.48 :RPA99 /version 2003.
- ❖ DTR B.C 2.41 CBA.
- ❖ DTR B.C.2.2 : charges permanents et charge d'exploitation.
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖ DTR B.C.2.331 :règles de calcul des fondations superficielles.

III) Combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations selon le RPA99 version 2003 sont :



Avec :

- G : étant l'action permanente.
- Q : charge d'exploitation.
- E : l'action du séisme.
- T: effet thermique.

IV. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : situation durable	14,2
	situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721,39
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU : situation accidentelle	400
	situation courante	348
	Contrainte à l'ELS :FPN	/
	FN	240
	FTN	176

I. INTRODUCTION

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93,...).

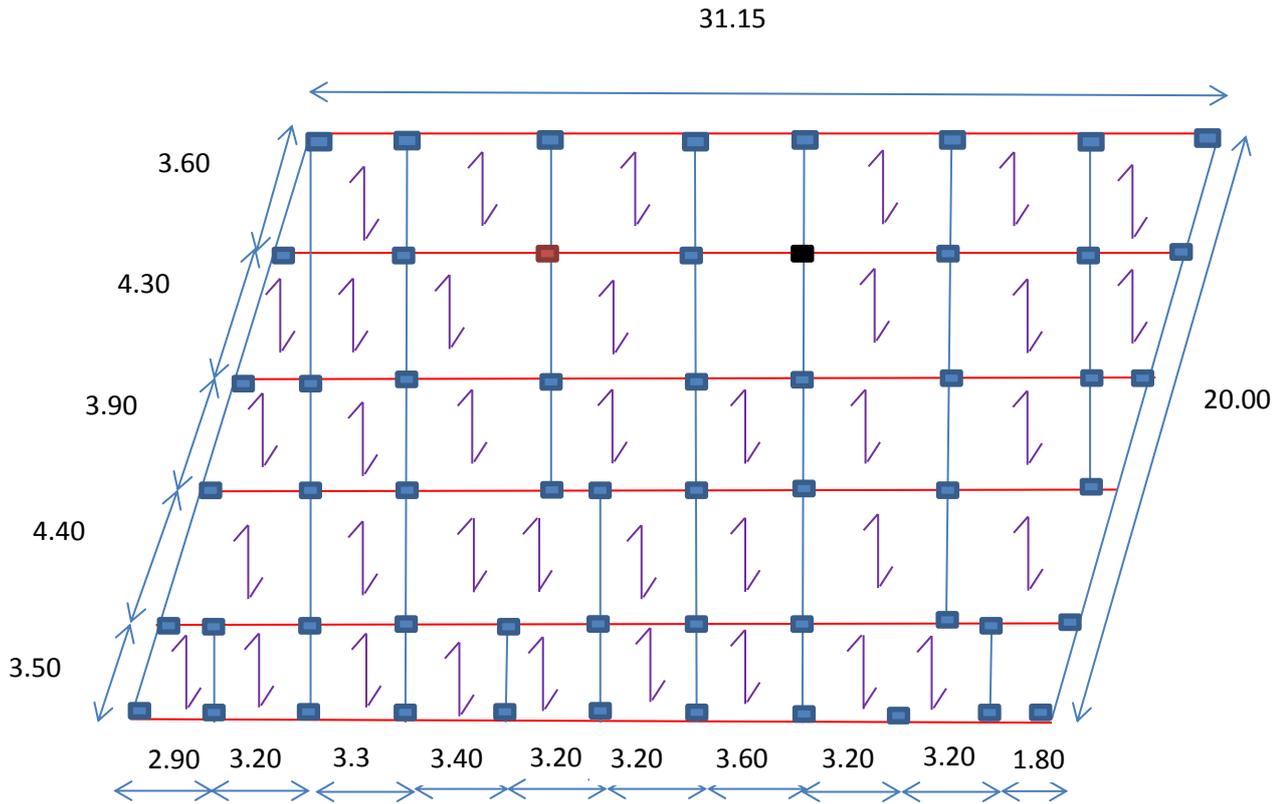


Figure II.1. Sens de la disposition des poutrelles

- Le poteau le plus chargé P1**
- Le poteau d'escalier P2**
- Sens de la disposition des poutrelles**

II. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure

II.1.les planchers :

Le plancher est un élément de structure qui a pour rôle la résistance (il supporte les charges et surcharges) et l'isolation thermique et phonique. Les planchers à corps creux sont les plus utilisés dans les bâtiments à surcharges modérées.

Pour justifier la rigidité on a la condition suivante :

$$ht > l_{max}/22,5$$

ht : La hauteur totale du plancher

l_{max} : La longueur maximale entre nus d'appuis des poutres.

Dans notre cas $l_{max}=440 - 30 = 410\text{cm}$

Donc : $ht \geq 410/22.5 = 18.22\text{cm}$

On opte pour $ht = 20\text{cm}$.

Tel que $h = 16\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$

Avec h est la hauteur de corps creux ; h_0 est la hauteur de la dalle de compression.

II.2. les dalles pleines :

On pré dimensionne les dalles pleines suivants les deux conditions suivantes :

➤ Condition de résistance :

- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ Pour une dalle sur deux appuis.
- $e \geq \frac{L_x}{20}$ Pour une dalle sur un seul appui.
- $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.

➤ Condition de coupe-feu :

Pour une heure de coup feu : $h \geq 7\text{cm}$ (BAEL91).

Pour deux heures de coup feu : $h \geq 11\text{cm}$ (BAEL91).

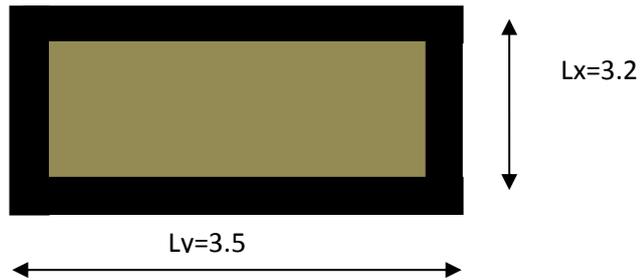
⇒ dalle sur quatre appuis:

$$L_x=320\text{cm} ; L_y=350\text{cm}$$

$$\frac{320}{45} \leq e \leq \frac{320}{40}$$

$$7.11 \leq e \leq 8$$

On prend $e=12\text{cm}$ (2 heures de coup feu).



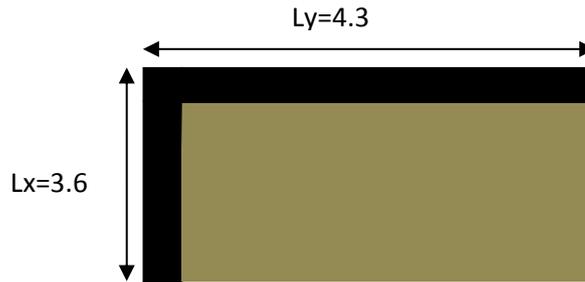
2^{ème} dalle sur deux appuis

$$L_x=360\text{cm} ; L_y=430\text{cm}$$

$$\frac{360}{35} \leq e \leq \frac{360}{30}$$

$$10.28 \leq e \leq 12$$

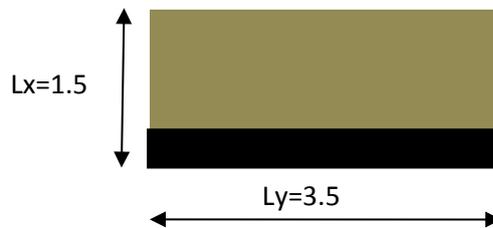
On prend $e=12\text{cm}$ (2 heures de coup feu).



3^{ème} dalle sur un seul appui :

$$L_x= 150\text{cm}$$

$$e \leq \frac{150}{20} = 7.5\text{cm}$$



On prend $e = 12\text{ cm}$ (2 heures de coup feu).

Donc, de ces deux conditions ci-dessus, on opte pour l'épaisseur de la dalle pleine égale à $h=12\text{cm}$.

II.3.Les poutres :

Pour la hauteur des poutres principales et secondaires, la condition à satisfaire est la suivante :

$$L/15 \leq ht \leq L/10$$

Avec : L est la plus grande portée des poutres

ht est la hauteur totale de la poutre

b est la largeur de la poutre

Exigences du RPA99 / version 2003

En se basant sur le RPA, les valeurs de b et h doivent vérifier les conditions suivantes :

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

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

$$ht / b \leq 4.$$

II.3.1.Poutres principales :

$$L_{\text{max}} = 490\text{cm}$$

$$490/15 \leq h \leq 490/10 \quad \Rightarrow \quad 32.67 \leq h \leq 49\text{cm.}$$

$$\text{Soit : } h = 40\text{cm, } b = 35\text{cm} \quad \longrightarrow \quad P_p (35 \times 40) \text{ cm}^2$$

II.3.2.Poutres secondaires :

$$L_{\text{max}} = 440\text{cm}$$

$$440/15 \leq h \leq 440/10 \quad \Rightarrow \quad 29.33 \leq h \leq 44\text{cm.}$$

$$\text{Soit : } h = 35\text{cm, } b = 30\text{cm} \quad \longrightarrow \quad P_s (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

Vérification des exigences du RPA /99 version 2003 :

$$b = 30\text{cm} \Rightarrow b > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$h = 40\text{cm} \Rightarrow h > 35\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$h/b = 40/35 \Rightarrow 1.14 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On voit bien que toutes les conditions sont vérifiées, alors, on adopte pour les poutres principales et secondaires la section suivante :

$$\text{Poutres principales } (b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poutres secondaires } (b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2.$$

II.4.les Poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en satisfaisant les recommandations du RPA99.

Les sections des poteaux prises sont :

- Entre sol	$(h \times b) = (55 \times 55) \text{ cm}^2$
- RDC et 1	$(h \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$
- Etage 2 et 3	$(h \times b) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$
- Etage 4 et 5	$(h \times b) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$
- Etage 6 et 7	$(h \times b) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$
- Etage 8	$(h \times b) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

II.5.Les escaliers :**II.5.1.Définition :**

L'escalier est un ensemble de marche qui constitue un système de passage entre les différents niveaux de la structure, notre structure présente deux types d'escaliers, le premier est un escalier à deux volées et un paliers de repos et l'autre constitué d'une seule volée.

✓ Description :

Les escaliers sont constitués de :

- paliers.
- paillasse.
- contres marches.
- giron.
- emmarchement.

Dimensionnement :

Pour dimensionner les marches (g) et les contres marches (h).

On utilise la formule de BLANDEL.

$$59 \leq g + 2h \leq 64$$

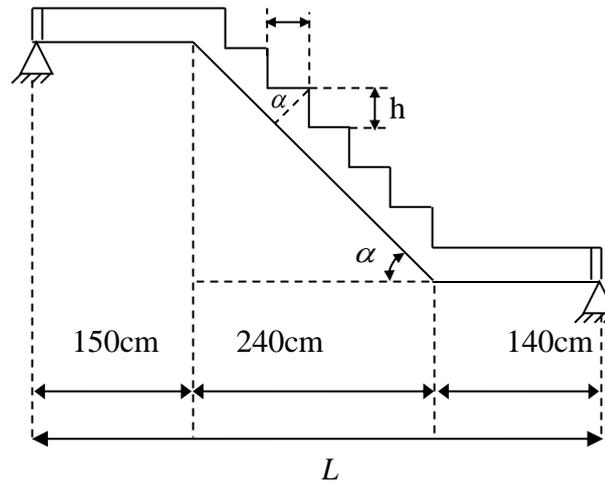
$$h_{\text{contremarches}} = \frac{\text{hauteur étage}}{\text{nombre de contre marche}}$$

h : hauteur de la contre marche $16 \leq h \leq 18 \text{ cm}$

g : giron de la marche avec $g \geq 23$ cm.

Notre escalier est composé de 2 volées identiques donc notre calcul sera effectué pour une seule volée.

$n = 9$ contre marches



-Hauteur de la volée : $3.06/2 = 1.53$ m = H

-Largeur de la volée : 2.40 m = L

La volée comporte "n" contremarche et "n-1" marche

$n = 9$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm et } 16 \text{ cm} \leq h = 17 \text{ cm} \leq 18 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm et } g = 30 \text{ cm} > 23 \text{ cm.}$$

Vérification : $59 \leq 2h + g = 64 \leq 64$ cm

✓ Epaisseur de la paille :

L'épaisseur de la paille doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{25}$$

Avec $l = l' + 1.5$

$$\text{Et } l' = \frac{1.53}{\sin \alpha}$$

$$\alpha = \operatorname{arctg} \frac{H}{L} = \operatorname{arctg} \frac{h}{g} = 32.51^\circ$$

$$\Rightarrow l' = 285\text{cm}$$

$$\Rightarrow l = 434\text{cm}$$

$$14.50 \leq e \leq 21.7 \Rightarrow e = 15 \text{ cm.}$$

II.6 : Evaluation des charges et des surcharges :

a) Charges permanentes :

a.1) plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.1 : charges du plancher de la terrasse inaccessible

Désignation	Masse volumique (KN /m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Protection gravions	12	0.05	0.6
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.1	2.2
Isolation thermique	18	0.01	0.18
Dalle en corps creux	14.25	0.2	2.85
Enduit en plâtre	18	0.01	0.18
Total	/	/	G=6.13

$G_{ti}=6.13 \text{ KN/m}^2$; étant la charge permanente revenant à la terrasse inaccessible.

$Q_{ti} = 1 \text{ KN/m}^2$;étant la surcharge revenant à la terrasse inaccessible (DTR BC2-2).

a.2) planchers étages courant :

Tableau II.2 : charges de plancher d'étage courant.

Désignation	Masse volumique (KN /m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Cloison de séparation	9	0.1	0.9
Dalle en corps creux	14.25	0.20	2.85
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Total	/	/	G=5.11

$G_{pc}=5.11 \text{ KN/m}^2$; étant la charge permanente revenant à l'étage courant.

$Q_{pc} = 1.5 \text{ KN/m}^2$; étant la surcharge revenant à l'étage courant (DTR BC2-2).

a.3) Dalle pleines :

Tableau II.3 : charge des dalles pleines

Désignation	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	20	0,02	0,4
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Sable fin	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,14	3,5
Enduits de ciment	10	0,02	0,2
Total	/	/	G=4,86

G=4.86 KN/m²: la charge permanente revenant à la dalle.

Q=3.5 KN/m²: la surcharge revenant à la dalle du balcon (DTR BC2-2).

a.4) : Murs extérieurs :

Tableau II.4 : charge du mur en double cloison

Désignation	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN /m ²)
Enduits de ciment	18	0,015	0,27
Brique creuse	9	0,15	1,35
L'âme d'air	0.00	0,05	0.00
Brique creuse	9	0,1	0,9
Enduits en plâtre	10	0,015	0,15
Total	/	/	G=2,67

G=2.67 KN/m² ; étant la charge permanente du mur extérieure

a .5) : Acrotère :

Exécutée en béton armé coulée sur place. Elle a les dimensions suivantes :

Tableau II .5 : charge de l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	Total (KN/ml)
60	15	0.1008	0.1008*25=2.52	20*.002=0.4	2.92

La Surcharge d'exploitation : Q = 1 KN/m

a.6) : Evaluation des charges du palier :

Tableau II.6 : évaluation des charges permanentes du palier :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN / m ³)	La charge G _i (KN/m ²)
Poids propre du palier	0.14	25	3.5
Mortier de pose	0.02	20	0.4
carrelages	0.02	22	0.44
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Totale	/	/	G_p = 5.17

a.7) : Evaluation des charges de la volée :

Tableau II.7 : évaluation des charges permanentes de la volée.

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN / m ³)	La charge G _i (KN/m ²)
Carrelage vertical	0.02	22	0.44
Carrelage horizontal	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Paillasse en B.A	0.2/cos (α)	25	2.93
Marches (béton)	0.17/2	22	0.87
Lit de sable	0.02	18	0.36
Totale	/	/	G_v = 6.10

$$G_{\text{volée}} = 9.38 \text{ KN/m}^2$$

Surcharge d'exploitation: escalier à usage d'habitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ (DTR BC2-2).

b) : Surcharge d'exploitation :

Tableau II.8 : évaluation des Surcharges d'exploitations

Désignation	Q (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant	1.5
Plancher commercial	5
Balcons	3.5
Acrotère	1
Escalier	2.5
TOTAL	14.5

II.7: descente de charges :

Du fait que nous avons plus de 5 niveaux, ainsi que tous nos planchers sont à usage d'habitation nous procédons à la dégression des charges d'exploitations.

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

II.7.1 : la loi de dégression :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : Q

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $0.9Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $0.8Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants :

Poteau central P1 (entouré de plancher en corps creux) : les surfaces qui reviennent à ce poteau sont représentées sur le schéma suivant :

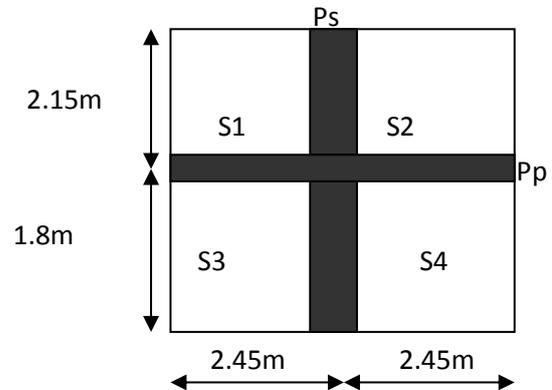
$$S1 = 2 * 2.3 = 4.60 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2 * 2.3 = 4.60 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.65 * 2.3 = 3.795 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.65 * 2.3 = 3.795 \text{ m}^2$$

$$ST = 16.79 \text{ m}^2.$$



Les résultats sont représentés dans le tableau qui se suit :

Tableau II.9 : Descente de charge d'un poteau central

Niveau	Eléments et surfaces	G (KN)	Q (KN)	Q (KN) avec dégression
N9	plancher : 6.13*16.79 poutre principale : (0.35*0.4*4.60)*25 poutre secondaire : (0.3*0.35*3.65)*25	102.92 13.80 10.95	1*16.79	/
total		127.67	16.79	16.79
N8	plancher : 5.11*16.79 poutre principale : (0.35*0.4*4.60)*25 poutre secondaire : (0.3*0.35*3.65)*25 poteau : (0.35*0.35*3.06)*25	85.79 13.80 10.95 6.88	1.5*16.79	/
total		117.42	25.18	41.97
N7	plancher : 5.11*16.97 poutre principale : (0.35*0.4*4.60)*25 poutre secondaire : (0.3*0.35*3.65)*25 poteau : (0.35*0.35*3.06)*25	85.79 13.80 10.95 9.37	1.5*16.79	/
total		119.91	25.18	64.63
N6	plancher : 5.11*16.79 poutre principale : (0.35*0.4*4.60)*25 poutre secondaire : (0.3*0.35*3.65)*25 poteau : (0.4*0.4*3.06)*25	85.79 13.80 10.95 9.37	1.5*16.79	/
total		119.91	25.18	84.77

N5	plancher : 5.11*16.79 poutre principale:(0.35*0.4*4.60)*25 poutre secondaire :(0.3*0.35*3.65)*25 poteau : (0.4*0.4*3.06)*25	85.79 13.80 10.95 12.24	1.5*16.79	/
total		122.78	25.18	102.40
N4	plancher : 5.11*16.79 poutre principale :(0.35*0.4*4.60)*25 poutre secondaire :(0.3*0.35*3.65)*25 poteau : (0.45*0.45*3.06)*25	85.79 13.80 10.95 12.24	1.5*16.79	/
total		122.78	25.18	117.51
N3	plancher : 5.11*16.79 poutres principale :(0.35*0.4*4.60)*25 poutres secondaire :(0.3*0.4*3.65)*25 poteau : (0.45*0.45*3.06)*25	85.79 13.80 10.95 15.5	1.5*16.79	/
total		126.03	25.18	13.10
N2	plancher : 5.11*16.79 poutre principale :(0.35*0.4*4.60)*25 poutre secondaire :(0.3*0.35*3.65)*25 poteau : (0.5*0.5*3.06)*25	71.69 13.80 10.95 15.5	1.5*16.79	/
total	/	126.03	25.18	140.17
N1	plancher : 5.11*16.79 poutre principale :(0.35*0.4*4.60)*25 poutre secondaire :(0.3*0.35*3.65)*25 poteau : (0.50*0.50*4.08)*25	85.79 13.80 10.95 25.5	1.5*16.79	/
total		136.04	25.18	155.28
N0	plancher : 5.11*16.79 poutre principale :(0.35*0.4*4.60)*25 poutre secondaire :(0.30*0.35*3.65)*25 poteau : (0.55*0.55*3.06)*25	85.79 13.80 10.95 23.14	5*16.79	/
total		133.68	83.95	188.02
N-1	plancher : 5.11*16.79 poutre principale :(0.35*0.4*4.60)*25 poutre secondaire :(0.30*0.35*3.65)*25 poteau : (0.55*0.55*4.08)*25	85.79 13.80 10.95 30.85	5*16.79	/
total		141.40	83.95	202.30
TOTAL		1393.65		202.30

Donc, de ce premier poteau, on obtient les résultats suivants :

$$G_t = 1393.65 \text{ KN.}$$

$$Q_t = 202.30 \text{ KN.}$$

D'où l'effort normal revenant à ce poteau est :

$$N_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 1.35 * 1393.65 + 1.5 * 202.30 = 2184.87 \text{ KN.}$$

- **Calcul des charges revenant au poteau escalier**

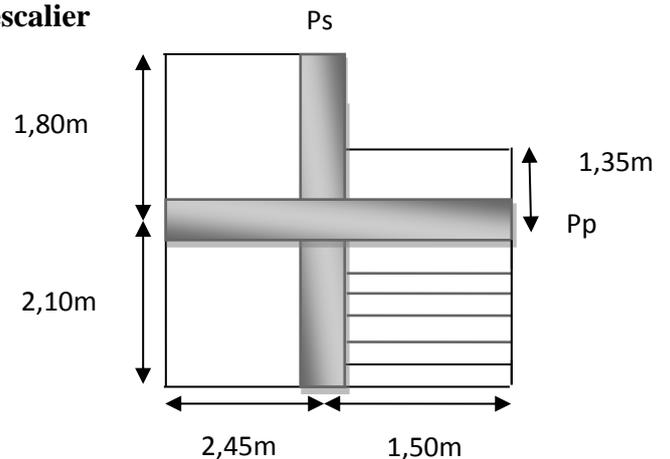
- ❖ **Plancher étage courant**

$$S = S_1 + S_2 = 8.28 \text{ m}^2$$

$$G_{pc} = 5.21 \text{ KN/m}^2; Q_{pc} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{ti} = 5.11 * 8.28 = 42.31 \text{ KN}$$

$$Q_{ti} = 1.5 * 8.28 = 12.42 \text{ KN}$$



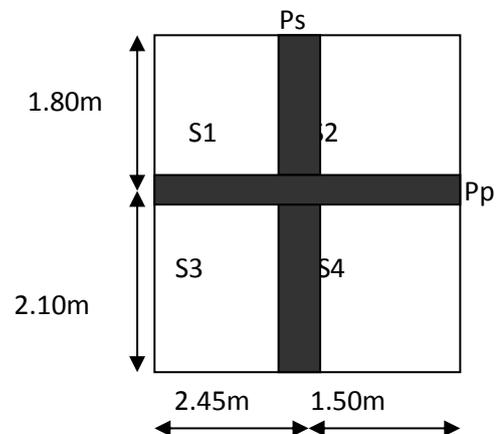
- ❖ **Plancher terrasse inaccessible**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 12.53 \text{ m}^2$$

$$G_{ti} = 6.51 \text{ KN/m}^2; Q_{ti} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{ti} = 6.13 * 12.53 = 76.82 \text{ KN}$$

$$Q_{ti} = 1 * 12.53 = 12.53 \text{ KN}$$



- ❖ **Escalier**

$$Q_{esc} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids du palier : } G = 6.6 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 1.20 * 1.35 = 1.62 \text{ m}^2$$

$$G = 1.62 * 6.6 = 10.70 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de la volée : } G = 9.38 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 1.35 * 1.95 = 2.63 \text{ m}^2$$

$$G=2.63*9.38=24.66\text{KN}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau qui se suit :

Tableau II.10 : résultats de la descente de charge du poteau d'escalier

Niveau	éléments	G (KN)	Q (KN)	Q (KN) avec dégression
N9	Plancher 12.53*6.13	76.80	1*12.53=12.53	
	Poutre principale (0.35*0.40*4.60)*25	13.80		
	Poutre secondaire (0.30*0.35*3.65)*25	10.95		
	Acrotère 2.92*2*(2.10+1.50+1.35)	28.90		
Total		130.45	12.53	12.53
N8	Poteau (35*35)*3.06*25	6.89	12.53+1.5*8.2 8	
	Plancher courant 5.11*8.28	42.31		
	Poutre principale (0.35*0.40*3.65)*25	10.95		
	Poutre secondaire (0.30*0.35*3.6)*25	10.80		
	escalier	35.40		
Total		106.35	24.95	37.48
N7	Poteau (35*35)*3.06*25	9.37	12.53+1.5*8.2 8	
	Plancher courant 5.11*8.28	42.31		
	Poutre principale (0.35*0.40*3.65)*25	10.95		
	Poutre secondaire (0.30*0.35*3.6)*25	10.80		
	escalier	35.4		
Total		108.83	24.95	59.93
N6	Poteau (40*40)*3.06*25	9.37	12.53+1.5*8.2 8	
	Plancher courant 5.11*8.28	42.31		
	Poutre principale (0.35*0.40*3.65)*25	10.95		
	Poutre secondaire (0.30*0.35*3.6)*25	10.80		
	escalier	35.4		
total		108.83	24.95	79.90
N5	Poteau (40*40)*3.06*25	12.24	12.53+1.5*8.2 8	
	Plancher courant 5.11*8.28	42.31		
	Poutre principale (0.35*0.40*3.65)*25	10.95		
	Poutre secondaire (0.30*0.35*3.6)*25	10.80		
	escalier	35.4		

total		111.7	24.95	97.36
N4	Poteau (45*45)*3.06*25 Plancher courant 5.11*8.28 Poutre principale (0.35*.40*3.65)*25 Poutre secondaire (0.30*0.35*3.6)*25 escalier	12.24 42.31 10.95 10.80 35.4	12.53+1.5*8.2 8	
total		111.7	24.95	112.33
N3	Poteau (45*45)*3.06*25 Plancher courant 5.11*8.28 Poutre principale (0.35*0.40*3.65)*25 Poutre secondaire (0.30*0.35*3.6)*25 escalier	15.49 42.31 10.95 10.80 35.4	12.53+1.5*8.2 8	
		114.95	24.95	124.80
N2	Poteau (50*50)*3.06*25 Plancher courant 5.11*8.28 Poutre principale (0.35*0.40*3.65)*25 Poutre secondaire (0.30*0.35*3.6)*25 escalier	15.49 42.31 10.95 10.80 35.4	12.53+1.5*8.2 8	
total		114.95	24.95	134.78
N1	Poteau (50*50)*4.08*25 Plancher courant 5.11*8.28 Poutre principale (0.35*0.40*3.65)*25 Poutre secondaire (0.30*0.35*3.6)*25 escalier	25.50 42.31 10.95 10.80 35.4	12.53+1.5*8.2 8	
total		124.96	24.95	148.25
N0	Poteau (55*55)*3.06*25 Plancher courant 5.11*8.28 Poutre principale (0.35*0.40*3.65)*25 Poutre secondaire (0.30*0.35*3.6)*25 escalier	19.125 42.31 10.95 10.80 35.4	12.53+5*8.28	

total		118.585	53.93	179.86
N-1	Poteau (55*55)*4.08*25	30.85		
	Plancher courant 5.11*8.28	42.31	12.53+5*8.28	
	Poutre principale (0.35*0.40*3.65)*25	10.95		
	Poutre secondaire (0.30*0.35*3.6)*25	10.80		
	escalier	35.4		
total		130.31	53.93	193.40
TOTAL		1281.615		193.40

On obtient :

$$G_t = 1281.615 \text{ KN.}$$

$$Q_t = 212.40 \text{ KN.}$$

$$\text{On aura alors : } N_u = 1.35 * 1281.615 + 1.5 * 212.40 = 2048.78 \text{ KN}$$

Les poteaux seront dimensionnés avec l'effort normal maximal (N_u^{\max}) :

$$N_u^{\max} = \max (2184.87, 2048.78)$$

$$N_u^{\max} = 2184.87 \text{ KN}$$

II.8 : vérifications :

• Vérifications

Selon le BAEL (art B.8.1, 1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%.

$$N_u = 2184.87 \text{ KN}$$

Après majoration on trouve à la base $N_u = 2403.35 \text{ KN}$

Les poteaux sont pré dimensionnés selon quatre critères :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- la condition de coffrage (RPA).
- l'effort normal réduit (RPA).

a. Critère de résistance

$$\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2403.35}{14.2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0.17 \text{ m}^2$$

A la base $B=0.55*0.55=0.3025 \text{ m}^2 \rightarrow c'$ est vérifiée.

b. Critère de stabilité de forme (flambement)

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement).

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha * \left[\frac{Br * fc_{28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * fe}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (\text{BAEL91 art B.8.4, 1})$$

Avec :

B_r : section réduite du béton ($B_r = (a-2)*(b-2)$).

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ .

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$ (rayon de giration)

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$ (section rectangulaire)

l_f : longueur de flambement

$l_f = 0.7 l_0 \dots\dots\dots (\text{BAEL91 art B.8.3, 31})$

$l_f = 0.7 * 4.08 = 2.85 \text{ m}$

$$\lambda = l_f * \frac{\sqrt{12}}{h} = 2.85 * \frac{\sqrt{12}}{0.55} \Rightarrow \lambda = 17.95$$

$$\lambda = 19.74 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0.807$$

D'après le BAEL91 : $A_s = 1\% B_r$

L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%.

D'après l'expression donnée dans le BAEL91 art B.8.4.1 ;

$$\Rightarrow B_r \geq \frac{1.1 * Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{fe}{100 * \gamma_s} \right]}$$

$$A.N : B_r \geq \frac{1.1 * 2403.35 * 10^{-3}}{0.758 \left[\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{400}{100 * 1.15} \right]} = 0.149 m^2$$

$$B_r = (a - 0.02) * (b - 0.02) = (0.55 - 0.02) * (0.55 - 0.02) \Rightarrow B_r = 0.2809 m^2 > 0.149 m^2$$

Donc pas de risqué de flambement du poteau.

Tableau II .11.vérification au flambement

niveaux	section	Lf(m)	I(cm ⁴) 10 ⁻⁴	λ	α	Br(m ²)	Br'(m ²)	obser
8 ^{ème} étage	30*30	2.14	6.75	24.73	0.77	0.07	0.014	vérifi
7 ^{ème} étage	35*35	2.14	12.50	21.20	0.79	0.10	0.027	vérifi
6 ^{ème} étage	35*35	2.14	12.50	21.20	0.79	0.10	0.040	vérifi
5 ^{ème} étage	40*40	2.14	21.33	18.55	0.80	0.14	0.053	vérifi
4 ^{ème} étage	40*40	2.14	21.33	18.55	0.80	0.14	0.066	vérifi
3 ^{ème} étage	45*45	2.14	34.17	16.48	0.81	0.18	0.078	vérifi
2 ^{ème} étage	45*45	2.14	34.17	16.48	0.81	0.18	0.091	vérifi
1 ^{ème} étage	50*50	2.14	52.08	14.84	0.82	0.23	0.103	vérifi
RDC	50*50	2.85	52.08	19.78	0.79	0.23	0.120	vérifi
1s/sol	55*55	2.14	76.25	13.49	0.82	0.28	0.131	vérifi
2s/sol	55*55	2.85	76.25	17.98	0.80	0.28	0.148	vérifi

c. Vérification des conditions du RPA 99 (art 7.4.1)

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire en zone (IIa) les conditions suivantes :

- min (h, b) ≥ 25 cm vérifié
- min (h, b) ≥ h_e/20 vérifié
- 1/4 ≤ b/h ≤ 4. vérifié

d. Pré-vérification de l'effort normal réduit

Selon le RPA99/2003 (Art 7.4.3.1) l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

N_d : effort normal réduit (sans majoration).

B_c : section brute du béton.

$$N_d = 3253.02 \text{ KN} ; B_c = 0.3025 \text{ m}^2$$

Tableau II.12 : Différentes sections des poteaux

Niveaux	Section (m ²)	N(KN)	Bc (m ²)	Fc28(MPa)	v	observations
8 ^{ème} étage	0.30*0.30	217.29345	0.09	25	0.09657487	vérifier
7 ^{ème} étage	0.35*0.35	433.20915	0.1225	25	0.14145605	vérifier
6 ^{ème} étage	0.35*0.35	648.6645	0.1225	25	0.21180882	vérifier
5 ^{ème} étage	0.40*0.40	859.96185	0.16	25	0.21499046	vérifier
4 ^{ème} étage	0.40*0.40	1071.3797	0.16	25	0.26784491	vérifier
3 ^{ème} étage	0.45*0.45	1278.6395	0.2025	25	0.25257076	vérifier
2 ^{ème} étage	0.45*0.45	1486.5675	0.2025	25	0.29364296	vérifier
1 ^{ème} étage	0.50*0.50	1690.3376	0.25	25	0.27045401	vérifier
RDC	0.50*0.50	1917.2885	0.25	25	0.30676615	vérifier
1S/sol	0.55*0.55	2169.8243	0.3025	25	0.30991891	vérifier
2S/sol	0.55*0.55	2403.3653	0.3025	25	0.31780036	vérifier

II.9. Les voiles

Ce sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les deux autres qui est l'épaisseur. L'épaisseur est donnée par les conditions du RPA99 (art 7.7.1) suivantes :

- $a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow$ pour les voiles simples
- $a \geq 15 \text{ cm}$
- $L \geq 4a$

h_e : hauteur libre d'étage.

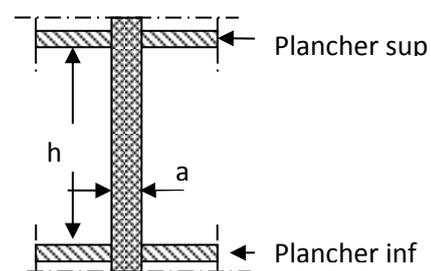


Figure II.2 : coupe verticale d'un voile

L : largeur du voile.

a : épaisseur du voile.

Dans notre cas :

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

$$a \geq \frac{388}{20} \Rightarrow a \geq 19.40 \text{ cm} \quad \text{on prend} \quad a = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Autre niveau : } h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{286}{20} \Rightarrow a \geq 14.30 \text{ cm} \quad \text{on prend} \quad a = 15 \text{ cm}$$

D'après le (RPA99), on ne peut pas prendre $a = 15 \text{ cm}$ pour le 1^{er} étage car on aura un changement brusque de rigidité par rapport au RDC donc on adoptera les dimensions suivantes :

1^{er} entre sol, 2^{em} entre sol et RDC : $a = 25 \text{ cm}$.

1^{er}, 2^{em}, 3^{em} et 4^{em} étage : $a = 20 \text{ cm}$.

5^{em}, 6^{em}, 7^{em} et 8^{em} étage : $a = 15 \text{ cm}$.

Voile de la cage d'ascenseur : Comme ce voile n'intervient pas dans le contreventement, son épaisseur sera égale à **15cm qui est l'épaisseur minimale exigée par le RPA 99/2003.**

Le pré dimensionnement se fait dans le but d'avoir une estimation des dimensions des éléments structuraux et non structuraux tout en satisfaisant les exigences des différents règlements en vigueur.

Ainsi ; nous avons procédé au pré dimensionnement des poutres en satisfaisant le critère de flèche ainsi que les minimums RPA. Les dimensions des poutres ont alors été fixées à :

✱ Poutres principales : $(h \times b) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$

✱ Poutres secondaires : $(h \times b) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA. Les dimensions des poteaux ont alors été fixées à :

- ✱ Poteaux du 1^{er} et 2^{em} entre sol : $(h \times b) = (55 \times 55) \text{ cm}^2$
- ✱ Poteaux du RDC : $(h \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$
- ✱ Poteaux des étages 1 et 2 : $(h \times b) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$
- ✱ Poteaux des étages 3 et 4 : $(h \times b) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$
- ✱ Poteaux des étages 5 et 6 : $(h \times b) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$
- ✱ Poteaux des étages 7 et 8 : $(h \times b) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

Mais comme la condition de l'effort normal réduit n'est pas vérifiée avec ces dimensions donc on a adopté les dimensions suivantes :

- ✱ Poteaux du 1^{er} et 2^{em} entre sol : $(h \times b) = (65 \times 65) \text{ cm}^2$
- ✱ Poteaux du RDC et 1^{er} étage : $(h \times b) = (60 \times 60) \text{ cm}^2$
- ✱ Poteaux des étages 2 et 3 : $(h \times b) = (55 \times 55) \text{ cm}^2$
- ✱ Poteaux des étages 4 et 5 : $(h \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$
- ✱ Poteaux des étages 6 et 7 : $(h \times b) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$
- ✱ Poteaux des étage 8 : $(h \times b) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$

I. INTRODUCTION

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section de acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 addenda 2003...).

II : Etude des planchers :

II.1. : Définition :

Les planchers sont des aires généralement planes qui servent à séparer les différents niveaux d'une construction. Les planchers doivent assurer :

- La résistance vis-à-vis les charges (ils doivent supporter leur poids propres et les surcharges d'exploitation).
- L'isolation acoustique et thermique.

II.1.2 : Planchers à corps creux :

II.1.2.1 : Disposition et pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en (T) en béton armé qui servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

➤ Disposition :

On distingue deux critères qui conditionnent le choix du sens de disposition :

1 : le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.

2 : le critère de la continuité ; quand les travées sont identiques, on choisit le sens où il y a plus d'appuis.

Dans notre bâtiment, la disposition des poutrelles se fera selon le 1^{er} critère.

➤ Pré dimensionnement :

1 : $b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \cdot h_t = (8 \text{ à } 12) \text{ cm}$ soit, **$b_0 = 10 \text{ cm}$** .

2 : $(b - b_0) / 2 \leq \min (L_x / 2, L_y / 10) \Rightarrow (b - b_0) / 2 \leq \min \left(\frac{65 - 10}{2}, \frac{350 - 30}{10} \right)$

$\Rightarrow (b - b_0) / 2 = \min (27,5, 32) = 27,5$.

$\Rightarrow b = 27,5 * 2 + b_0$

$\Rightarrow b = 55 + 10 = 65 \text{ cm}$

Soit ; $b = 65 \text{ cm}$.

Avec: ht: hauteur totale du plancher = 20cm.
 bo : âme de la poutrelle = 10cm.
 Lx : (larguer de hourdis) entres-axes – b₀ = 55cm.
 Ly : longueur minimale d'une travée de poutrelle (entre nus d'appuis) = 350-30= 320cm.

II.1.2.2 : combinaison d'action et calcul des charges :

Les poutrelles reprennent des charges sur une distance L_x =65cm.

✱ ELU : $P_u = (1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q) \cdot L_x$

Plancher terrasse inaccessible : $P_u = (1.35 \cdot 6.13 + 1.5 \cdot 1) \cdot 0.65 = 9.77 \text{KN/m}$.

Plancher étage courant : $P_u = (1.35 \cdot 5.11 + 1.5 \cdot 1.5) \cdot 0.65 = 6.14 \text{KN/m}$.

Plancher étage commercial : $P_u = (1.35 \cdot 5.11 + 1.5 \cdot 5) \cdot 0.65 = 14.39 \text{KN/m}$.

✱ ELS : $P_s = (G + Q) \cdot L_x$

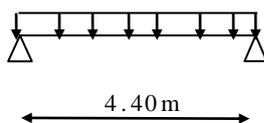
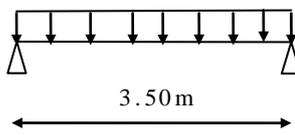
Plancher terrasse inaccessible : $P_s = (6.13 + 1) \cdot 0.65 = 4.63 \text{KN/m}$.

Plancher étage courant : $P_s = (5.11 + 1.5) \cdot 0.65 = 4.29 \text{KN/m}$.

Plancher étage commercial : $P_s = (5.11 + 5) \cdot 0.65 = 6.57 \text{KN/m}$.

II 1.2.3 : Les différents types de poutrelles :

Tableau III.1 :Les différents Types de poutrelles

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	

Type 3	
Type 4	
Type 5	

II.1.2.4 : Méthodes de calcul des poutrelles : On distingue deux méthodes de calcul, la méthode forfaitaire et la méthode de Caquot.

A : Méthode forfaitaire :

Condition d'application :

- 1) Il faut que le plancher soit à surcharge modérées : $Q \leq \min [2 \cdot G ; 5 \text{KN/m}^2]$
- 2) Les moments d'inertie restent constants sur toutes les travées en continuité.
- 3) Les portées successives L_i et L_{i+1} sont dans le rapport compris entre 0.8 et 1.25.
- 4) La fissuration est peu nuisible

Si la 1^{er} condition n'est pas vérifiée en applique la méthode de Caquot (plancher à surcharge élevée)

Si l'une des trois autres conditions n'est pas vérifiée en applique la méthode de Caquot minorée.

B : Méthode de Caquot : cette méthode est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges élevées.

B.1) : Principe de calcul : la méthode de Caquot est basée essentiellement sur la méthode des trois moments qu'elle simplifie et corrige cette dernière afin de tenir compte de :

- La variation de l'inertie tout au long de la poutre.
- l'amortissement des effets de chargement sur les travées successives.

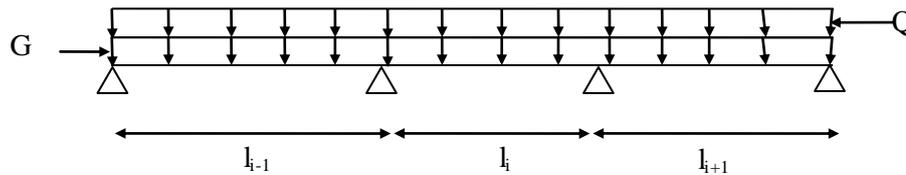


Figure. III.1: Schéma d'une Poutre continue

Exposée de la méthode forfaitaire :

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie \$Q\$ (Fig. III.1),

$$\text{et soit } \alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

Avec : \$\alpha\$ = coefficient traduisant l'importance de $\frac{Q}{Q + G}$

❖ Evaluation des moments

a. Moment en appuis de rive

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à \$-0.15M_0\$.

tel que \$M_0 = \max (M_0^1, \dots, M_0^n)\$, avec \$n\$ = nombre de travées d'une poutre.

$$M_0 : \text{moment isostatique } (M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8})$$

b. Moment en appuis intermédiaires

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

$$0.6M_0 \text{ pour une poutre à deux travées.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.5M_0 \text{ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0.4M_0 \text{ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{array} \right.$$

Avec \$M_0\$ la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

c. Moment en travée

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{array} \right.$$

$$(2) : \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots (a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots (b) \end{array} \right.$$

(a): Si c'est une travée de rive.

(b): Si c'est une travée intermédiaire.

M_i : Est le maximum entre (1) et (2).

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

❖ Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués :

- Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondu même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisin de rive.

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.
- Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}$ (isostatique) + $(M_i - M_{i-1}) / L_i$

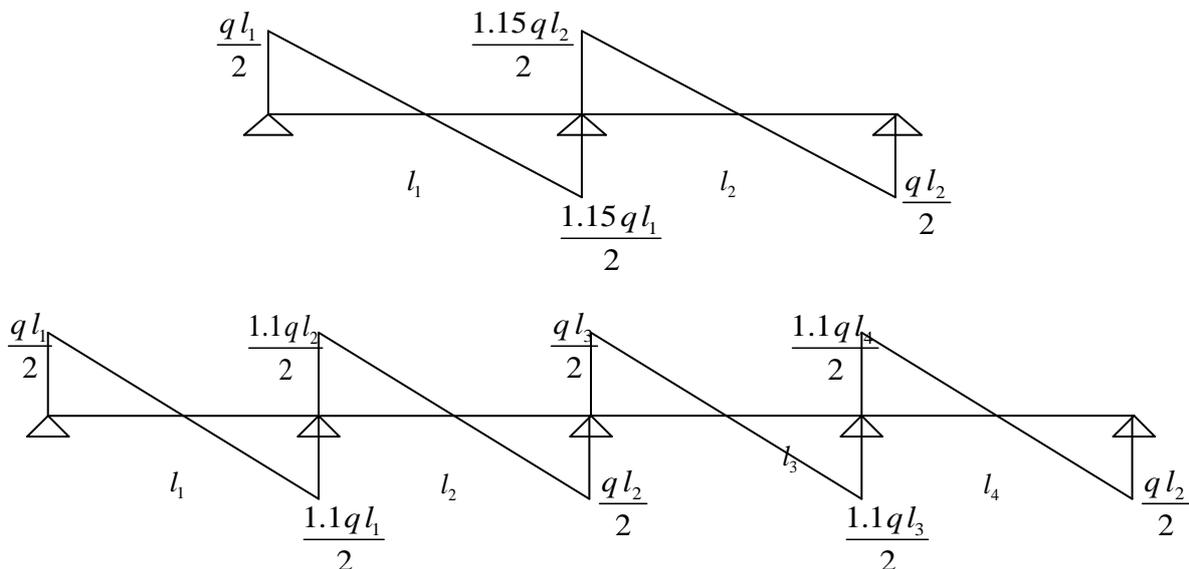


Figure III.2 : Evaluation des efforts tranchants

II.2. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

À l'ELU : $q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times b$

À l'ELS : $q_s = (G + Q) \times b$

La poutrelle reprend la charge sur une distance $b=0.65\text{m}$.

Tableau III.2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			q _u (KN/m)	q _s (KN/m)
Plancher étage courant	5.11	1.5	5.94	4.29
Terrasse inaccessible	6.13	1	6.35	4.63
Plancher étage commercial	5.11	5	9.35	6.57

II.2. Planchers dalles pleines

Les dalles pleines sont classées selon le nombre d'appuis sur lesquels elles reposent ;

- Dalle sur quatre appuis.
- Dalle sur trois appuis.
- Dalle sur deux appuis.
- Dalle console.

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Si : $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail suivant les deux sens.

II.2.1.Dalle sur quatre appuis

- **Calcul du chargement**

$$G=4.86\text{KN/m}^2 ; Q=2.5\text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 4.86 + 1.5 \times 2.5 = 10.31 \text{KN/ml.} \\ q_s = 4.86 + 2.5 = 7.36 \text{KN/ml.} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.20}{3.5} = 0.91 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travail}$$

selon deux sens l_x et l_y

$$\nu = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.91$$

Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

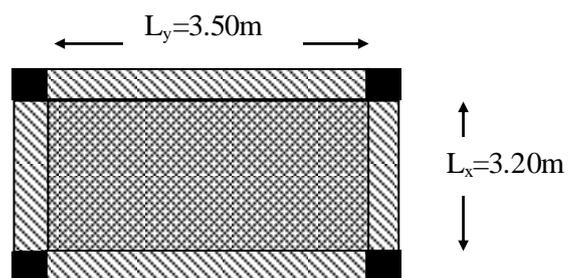


Figure. III.4 : panneau de dalle

$$\text{à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases} \quad \text{à l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0518 \\ \mu_y = 0.8646 \end{cases}$$

- Calcul de Mx_0 et My_0

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0447 \times 10.31 \times 3.20^2 = 4.72 \text{ KN.m/ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.8036 \times 4.72 = 3.43 \text{ KN.m/ml} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0518 \times 7.36 \times 3.20^2 = 3.90 \text{ KN.m/ml} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 0.8646 \times 3.90 = 3.37 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

- Calcul des moments compte tenu de l'encastrement

- En travée

$$\begin{aligned} M_u^x &= 0.85 M_{0u}^x = 4.012 \text{ KN.m/ml} \\ M_u^y &= 0.85 M_{0u}^y = 2.91 \text{ KN.m/ml} \\ M_{ser}^x &= 0.85 M_{0ser}^x = 3.31 \text{ KN.m/ml} \\ M_{ser}^y &= 0.85 M_{0ser}^y = 2.86 \text{ KN.m/ml} \end{aligned}$$

- En appuis

$$\begin{aligned} M_u^x &= M_u^y = -0.5 M_{0u}^x = -2.006 \text{ KN.m/ml} \\ M_{ser}^x &= M_{ser}^y = -0.5 M_{0ser}^x = -1.655 \text{ KN.m/ml} \end{aligned}$$

Effort tranchant

$$V_x = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{10.31 \times 3.20}{3} = 10.99 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{P \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 11.32 \text{ KN}$$

- Ferrailage

Le diamètre des barres utilisées doit être $\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{140}{10} \Rightarrow \phi \leq 14 \text{ mm}$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

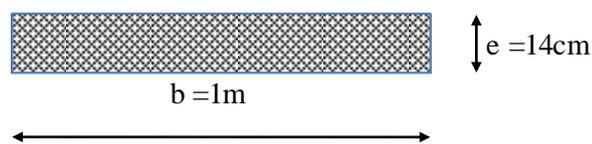


Figure.III.5:Section de la dalle pleine

Le tableau suivant résume le calcul des armatures en travées et en appuis dans les deux sens :

Tableau III. 3: Calcul de ferrailage de la dalle sur quatre appuis

En travée				
	A calculé (cm ² /m _l)	A _{min} (cm ² /m _l)	A adopté (cm ² /m _l)	S _t (cm)
Sens- x	0.79	1.17	4HA8=2.01	25
Sens- y	0.11	1.17	3HA8=1.51	33
En appuis				
Sens x, sens y	0.88	1.26	4HA8=2.01	25

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0.0008$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

Vérification des espacements

Sens x : $S_t = 25cm \leq \min(3.e; 33cm) = 33cm$ condition vérifiée

Sens y : $S_t = 33cm \leq \min(4.e; 45cm) = 45cm$ condition vérifiée

Vérification des armatures secondaires

En travée : $A_y = 1.51cm^2 > \frac{A_x}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5cm^2$ vérifier

Vérification de l'effort tranchant

$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{10.99 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.091 MPa \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 MPa \Rightarrow$ pas d'armature transversale

Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes

Comme notre dalle se situe à l'intérieur, on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

$$y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

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

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul

Tableau III.4: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	remarque
Selon x-x	3.31	2.4	3239.42	2.45	15	Vérifiée

Selon y-y	2.86	2.1	2528.63	2.37	15	Vérifiée
appui	1.65	2.4	465.62	8.50	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{14}{320} = 0.043 < \frac{1}{16} \text{ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la}$$

flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges .

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ cm}$

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{320}{500} = 0.64 \text{ cm}$$

Propriété de la section de la dalle :

$$y = 2.4 \text{ cm}$$

$$I = 3239.42 \text{ cm}^4$$

$$E_t = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

Evaluation des moments en travée

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{gser} = 4.86 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{pser} = (4.86 + 2.5) = 7.36 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} M_{ox}^j = 0.0447 \times 3.5 \times 3.20^2 = 1.60 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^g = 0.0447 \times 4.86 \times 3.20^2 = 2.22 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^p = 0.0447 \times 7.36 \times 3.20^2 = 3.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{ox}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 1.60 = 1.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{ox}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 2.22 = 1.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{ox}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 3.36 = 2.85 \text{ KN.m}$$

Le calcul de la flèche et fait à l'aide de logiciel Socotec :

La flèche due aux charges permanentes $f_{gv} = 0.112 \text{ cm}$

La flèche due aux charges totales $f_{gq} = 0.131 \text{ cm}$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.104 \text{ cm} < f_{adm} = 0.64 \text{ cm}$ vérifiée

Sens y-y

$\frac{h}{L} = \frac{14}{350} = 0.04 < \frac{1}{16}$ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Pour une portée inférieure à 5 m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ cm} \Rightarrow f_{adm} = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ cm}$

Propriété de la section :

$$y = 2.1 \text{ cm}; I = 2528.63 \text{ cm}^4; E_t = 32164.2 \text{ Mpa}; E_v = 10721.4 \text{ Mpa}; A_s = 1.51 \text{ cm}^2$$

Evaluation des moments en travée

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{oy}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 1.91 = 1.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{oy}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 2.66 = 2.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{oy}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 4.03 = 4.42 \text{ KN.m}$$

Le calcul de la flèche et fait à l'aide de logiciel Socotec :

La flèche due aux charges permanentes $f_{gv} = 0.102\text{ cm}$

La flèche due aux charges totales $f_{gq} = 0.120\text{ cm}$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.095\text{ cm} < f_{adm} = 0.7\text{ cm}$ vérifiée

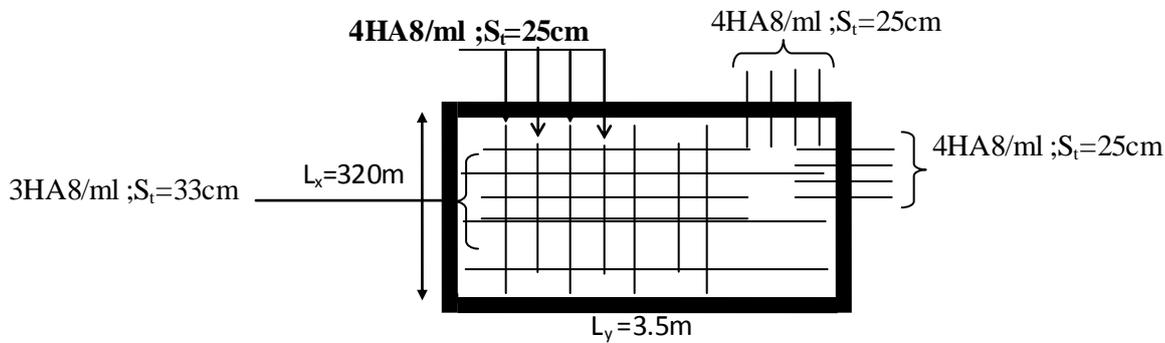


Figure III.6 : Schéma de ferrailage Dalle pleine sur quatre appuis

II.2.2. Dalle sur deux appuis perpendiculaires

• Calcul du chargement

$G=4.86\text{KN/m}^2$; $Q=2.5\text{KN/m}^2$

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 4.86 + 1.5 \times 2.5 = 10.31\text{KN/ml.} \\ q_s = 4.86 + 2.5 = 7.36\text{KN/ml.} \end{cases}$$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.60}{4.30} = 0.83 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail selon deux sens l_x et l_y

$\nu = 0$ et $\rho = 0.83$

Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

à l'ELU $\begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.6494 \end{cases}$ à l'ELS $\begin{cases} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.7518 \end{cases}$

• Calcul de Mx_0 et My_0

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0528 \times 10.31 \times 3.60^2 = 7.05\text{KN.m/ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.6494 \times 7.05 = 4.57\text{KN.m/ml} \end{cases}$$

$$M_{0\text{ ser}}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0596 \times 7.36 \times 3.60^2 = 5.68 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0\text{ ser}}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.7518 \times 5.68 = 4.27 \text{ KN.m/ml}$$

• **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

- **En travée**

$$M_u^x = 0.85M_{0u}^x = 5.99 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_u^y = 0.85M_{0u}^y = 3.88 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{\text{ser}}^x = 0.85M_{0\text{ser}}^x = 4.82 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{\text{ser}}^y = 0.85M_{0\text{ser}}^y = 3.62 \text{ KN.m/ml}$$

- **En appuis**

$$M_u^x = M_u^y = -0.5M_{0u}^x = -2.99 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{\text{ser}}^x = M_{\text{ser}}^y = -0.5M_{0\text{ser}}^x = -2.41 \text{ KN.m/ml}$$

Effort tranchant

$$V_x = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{10.31 \times 3.60}{3} = 12.37 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{P \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 13.11 \text{ KN}$$

• **Ferraillage**

Le diamètre des barres utilisées doit être $\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{140}{10} \Rightarrow \phi \leq 14 \text{ mm}$

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des armatures en travées et en appuis dans les deux sens

Tableau III.5: Calcul de ferraillage de la dalle sur deux appuis

En travée				
	A calculé (cm ² /m _l)	A _{min} (cm ² /m _l)	A adopté (cm ² /m _l)	S _t (cm)
Sens-x	1.5	1.26	4HA8=2.01	25
Sens-y	0.74	1.12	3HA8=1.51	33
En appuis				
Sens x, sens y	0.88	1.26	4HA8=2.01	25

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0.0008$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

Vérification de l'espacement

Sens x : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3.e; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ condition vérifiée

Sens y : $S_t = 33\text{cm} \leq \min(4.e; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ condition vérifiée

Vérification des armatures secondaires

En travée : $A_y = 1.51\text{cm}^2 > \frac{A_x}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5\text{cm}^2$ vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{13.11 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.11\text{MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa} \Rightarrow$ pas d'armature transversale

Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

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

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul :

Tableau III.6: contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis

Le sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	remarque
Selon x-x	4.82	2.4	3239.42	3.57	15	Vérifier
Selon y-y	3.62	2.1	2528.63	3.00	15	Vérifier
appui	2.41	2.4	465.62	12.66	15	Vérifier

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

Sens x-x

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{14}{360} = 0.038 < \frac{1}{16} \text{ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la}$$

flèche est nécessaire.

$$\text{Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible } f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ cm} \Rightarrow f_{adm} = \frac{360}{500} = 0.72 \text{ cm}$$

Propriété de la section :

$$y = 2.4 \text{ cm} ; I = 3239.42 \text{ cm}^4 ; E_t = 32164.2 \text{ Mpa} ; E_v = 10721.4 \text{ Mpa} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

Evaluation des moments en travée

$$q_{jser} = 3.5 \text{ KN/m}^2 ; q_{gser} = 4.86 \text{ KN/m}^2 ; q_{pser} = (4.86 + 2.5) = 7.36 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{ox}^j = 0.0528 \times 3.5 \times 3.60^2 = 2.39 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^g = 0.0528 \times 4.86 \times 3.60^2 = 3.32 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^p = 0.0528 \times 7.36 \times 3.60^2 = 5.03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{ox}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 2.39 = 2.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{ox}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 3.32 = 2.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{ox}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 5.03 = 4.27 \text{ KN.m}$$

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de logiciel Socotec :

$$\text{La flèche due aux charges permanentes } f_{gv} = 0.112 \text{ cm}$$

$$\text{La flèche due aux charges totales } f_{gq} = 0.131 \text{ cm}$$

$$\text{La flèche totale } \Delta f_t = 0.104 \text{ cm} < f_{adm} = 0.72 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

Sens y-y

$$\frac{h}{L} = \frac{14}{430} = 0.03 < \frac{1}{16} \text{ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.}$$

$$\text{Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible } f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ cm} \Rightarrow f_{adm} = \frac{430}{500} = 0.86 \text{ cm}$$

Propriété de la section :

$$y = 2.1 \text{ cm} ; I = 2528.63 \text{ cm}^4 ; E_t = 32164.2 \text{ Mpa} ; E_v = 10721.4 \text{ Mpa} ; A_s = 1.51 \text{ cm}^2$$

Evaluation des moments en travée

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{oy}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 3.41 = 2.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{oy}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 4.74 = 4.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{oy}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 7.18 = 6.10 \text{ KN.m}$$

Le calcul de la flèche et fait à l'aide de logiciel Socotec :

La flèche due aux charges permanentes $f_{gv} = 0.102 \text{ cm}$

La flèche due aux charges totales $f_{gq} = 0.120 \text{ cm}$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.095 \text{ cm} < f_{adm} = 0.86 \text{ cm}$ vérifiée

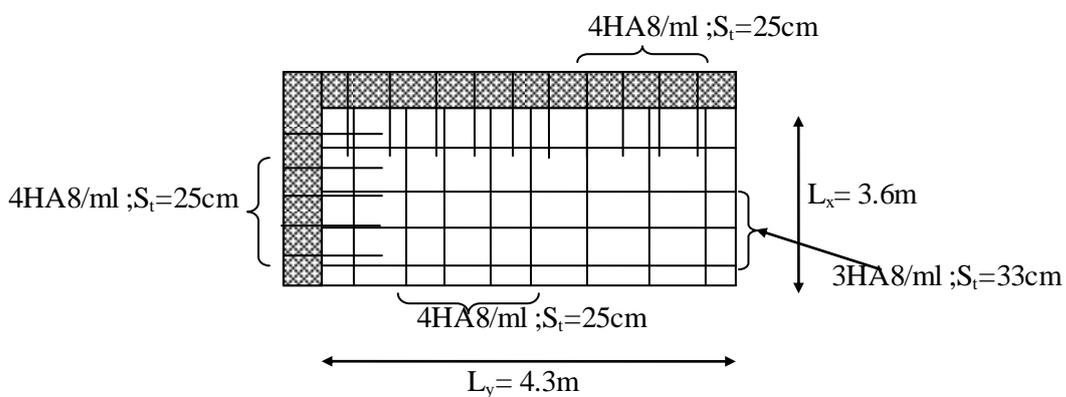


Figure.III.8: schéma de ferrailage de la dalle sur deux

II.2.2. Dalle console

On étudiera la dalle la plus sollicitée c-à-d. la dalle

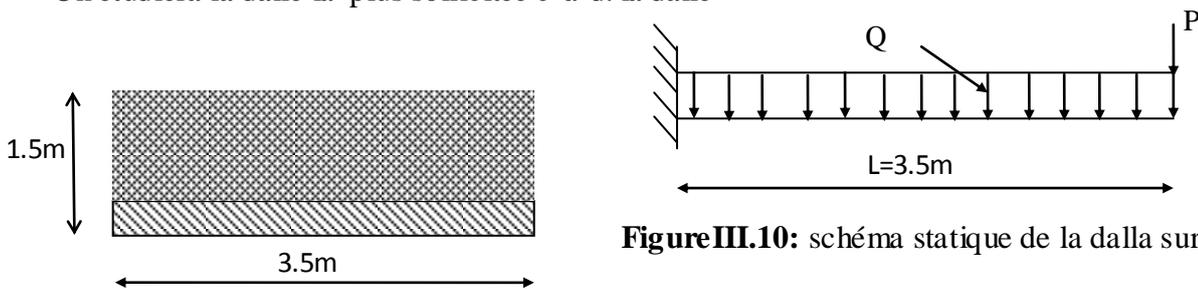


Figure.III.9:dalle sur un seul appui

Figure.III.10: schéma statique de la dalle sur un seul

• **Calcul du charge ment**

$$G=4.86\text{KN/m}^2; Q=2.5\text{KN/m}^2; P=2.2 \text{ KN}$$

P: poids de la cloison extérieure selon le DTR BC2-2.

Pour une bande de 1m on a:

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35 \times 4.86 + 2.5 \times 1.5 = 10.31 \text{ KN/ml.} \\ P_u = 1.35 \times 2.2 = 2.97 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$q_s = 4.86 + 2.5 = 7.36 \text{ KN/ml}; P_s = 2.2 \text{ KN}.$$

- **Calcul des sollicitations**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L \Rightarrow M_u = 16.05 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} + P_{ser} \times L \Rightarrow M_{ser} = 11.58 \text{ KN.m/ml}$$

$$V = q_u \times L + P_u \Rightarrow V = 18.43 \text{ KN}$$

- **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la partie supérieure de la dalle avec des armatures principales (A_p) et secondaire (A_s).

$$A_p = \frac{M_u}{f_{st} \times z}$$

$$A_s = \frac{A_p}{3}$$

Le calcul des armatures est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.7: Calcul du ferraillage de la dalle console

Sens	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A (cm ² /ml)	S_t (cm)
Principale	16.05	4.00	1.12	4HA12=4.52	25
Secondaire	/	1.33	1.12	3HA8=1.51	33

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.153 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (D1), alors on ne vérifiera que la contrainte de compression dans le béton.

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes :

Tableau III.8: vérification des contraintes

M_{ser} (KN.m)	y(m)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
11.58	3.41	5113.6	7.72	15	vérifiée

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$\frac{h}{L} = \frac{14}{150} = 0.093 > \frac{1}{16}$ La première condition est vérifiée.

$\frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.1 < \frac{h}{L} = 0.112$ La deuxième condition est vérifiée.

$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.003 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01$ La troisième condition est vérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Schémas de ferrailage

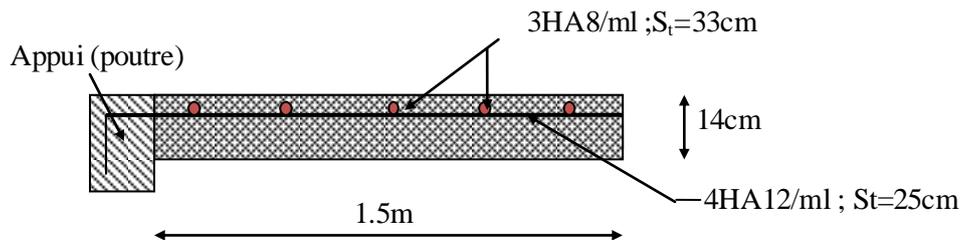


Figure III.11 : schéma de ferrailage de la dalle

II 3. Calcul des sollicitations

II.3.1 le plancher terrasse inaccessible

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau III.9: sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible.

	type	travée	longueur L (m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
A l'ELU	1	A-B	4.3	14.69	2.20	7.35	11.75	13.66	15.03
		B-C	3.9	12.08	7.35	6.15	6.29	13.63	13.63
		C-D	4.4	15.38	6.15	7.69	9.23	13.98	15.38
		D-E	3.5	9.73	7.69	1.46	6.37	12.23	11.12
	2	A-B	3.5	9.73	1.46	1.46	12.08	11.12	11.12
	3	A-B	3.6	10.29	15.40	7.35	7.13	11.44	12.58
		B-C	4.3	14.69	7.35	7.35	8.07	15.03	15.03
		C-D	3.9	12.08	7.35	1.81	9.01	13.63	12.39
		A-B	3.6	10.29	15.40	7.35	7.13	11.44	12.58

	4	B-C	4.3	14.69	7.35	7.35	8.07	15.03	15.03
		C-D	3.9	12.08	7.35	1.81	9.01	13.63	12.39
		D-E	4.4	15.38	7.69	2.31	12.30	15.38	13.98
	5	A-B	3.6	10.29	1.54	7.35	7.13	11.44	12.58
		B-C	4.3	14.69	7.35	5.88	8.81	15.03	15.03
		C-D	3.9	12.08	5.88	6.15	6.69	12.39	12.39
		D-E	4.4	15.38	6.15	7.69	9.23	13.98	15.38
A L'ELS	1	E-F	3.5	9.73	7.69	1.46	6.37	12.23	11.12
		A-B	4.3	10.71	1.61	5.36	8.57	9.96	10.96
		B-C	3.9	8.81	5.36	4.49	4.59	9.94	9.94
		C-D	4.4	11.22	4.49	5.61	6.73	10.20	11.22
	2	D-E	3.5	7.10	5.61	1.065	4.65	8.92	8.11
		A-B	3.5	7.10	1.07	1.07	8.82	8.11	8.11
	3	A-B	3.6	7.51	1.13	5.36	5.21	8.34	9.18
		B-C	4.3	10.71	5.36	5.36	5.89	10.96	10.96
		C-D	3.9	8.81	5.36	1.32	6.57	9.94	9.04
	4	A-B	3.6	7.51	1.13	5.36	5.21	8.34	9.18
		B-C	4.3	10.71	5.36	4.28	6.43	10.96	10.96
		C-D	3.9	8.81	4.28	5.61	4.59	9.04	9.94
		D-E	4.4	11.22	5.61	1.68	8.98	11.22	10.20
	5	A-B	3.6	7.51	1.13	5.36	5.21	8.34	9.18
B-C		4.3	10.71	5.36	4.28	6.43	10.96	10.96	
C-D		3.9	7.10	4.28	4.49	3.70	8.11	8.11	
D-E		4.4	11.22	4.49	5.61	6.73	10.20	11.22	
E-F		3.5	7.10	5.61	1.065	4.65	8.92	8.11	

Elu $M_a = 7.35 \text{KNm}$

Els $M_a = 5.36 \text{KNm}$

$M_t = 9.01 \text{KNm}$

$M_t = 6.57 \text{KNm}$

$V = 15.03 \text{KN}$

$V = 10.96 \text{KN}$

II.3.1 le plancher d'étage courant

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau III.10: sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher d'étage courant

	type	travée	longueur L (m)	M_0 (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M_g	M_d		V_g	V_d
A l'ELU	1	A-B	4.3	13.74	2.06	6.87	11.24	12.79	14.06
		B-C	3.9	13.31	6.87	5.76	6.06	12.76	12.76
		C-D	4.4	14.39	5.76	7.20	8.89	13.08	14.39
		D-E	3.5	9.11	7.20	1.36	6.13	11.35	10.41
	2	A-B	3.5	9.11	1.37	1.37	11.55	10.41	10.41
	3	A-B	3.6	9.63	1.44	6.87	6.85	10.70	11.77
		B-C	4.3	13.74	6.87	6.87	7.81	14.06	14.06

	4	C-D	3.9	11.31	6.87	1.70	8.65	12.76	11.60
		A-B	3.6	9.63	1.44	6.87	6.85	10.70	11.77
		B-C	4.3	13.74	6.87	5.5	8.49	14.06	14.06
		C-D	3.9	11.31	5.50	7.20	6.04	11.60	12.76
		D-E	4.4	14.39	7.20	2.16	11.77	14.39	13.08
	5	A-B	3.6	9.63	1.44	6.87	6.85	10.70	11.77
		B-C	4.3	13.74	6.87	5.50	8.49	14.06	14.06
		C-D	3.9	9.11	5.50	5.76	4.87	10.41	10.41
		D-E	4.4	14.39	5.76	7.20	8.89	13.08	14.39
		E-F	3.5	9.11	7.20	1.36	6.13	11.45	10.41
A L'ELS	1	A-B	4.3	9.93	1.49	4.97	8.12	9.24	10.16
		B-C	3.9	8.17	4.97	4.16	4.36	9.22	9.22
		C-D	4.4	10.40	4.16	5.20	6.43	9.45	10.40
		D-E	3.5	6.58	5.20	0.98	4.43	8.27	5.52
	2	A-B	3.5	6.58	1.00	1.00	8.34	7.52	7.52
	3	A-B	3.6	6.96	1.04	4.97	4.95	7.73	8.51
		B-C	4.3	9.93	4.97	4.97	5.64	10.16	10.16
		C-D	3.9	8.17	4.97	1.23	6.24	9.22	8.38
	4	A-B	3.6	6.96	1.04	4.97	4.95	7.73	8.51
		B-C	4.3	9.93	4.97	3.97	6.14	10.16	10.16
		C-D	3.9	8.17	3.97	5.20	4.36	8.38	9.22
		D-E	4.4	10.40	5.20	1.56	8.51	10.40	9.45
5	A-B	3.6	6.96	1.04	4.97	4.95	7.73	8.51	
	B-C	4.3	9.93	4.97	3.97	6.14	10.16	10.16	
	C-D	3.9	6.58	3.97	4.16	3.51	7.52	7.52	
	D-E	4.4	10.40	4.16	5.20	6.43	9.45	10.40	
	E-F	3.5	6.58	5.20	0.98	4.43	8.27	7.52	

Elu $M_a = 6.87 \text{KNm}$

$M_t = 8.65 \text{KNm}$

$V = 14.06 \text{K}$

Els

$M_a = 4.97 \text{KNm}$

$M_t = 6.24 \text{KNm}$

$V = 10.16 \text{KN}$

II.3.3 le plancher d'étage commercial :

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau III.11: sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher commercial

	type	travée	longueur L (m)	M_0 (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M_g	M_d		V_g	V_d
A l'ELU	1	A-B	4.3	21.63	3.25	10.82	19.43	20.12	22.13
		B-C	3.9	17.79	10.82	9.06	10.49	20.08	20.08
		C-D	4.4	22.65	9.06	11.33	15.82	20.59	22.65
		D-E	3.5	14.33	11.33	2.15	10.79	18.02	16.38
	2	A-B	3.5	14.33	2.15	2.15	19.32	16.38	16.38
		A-B	3.6	15.16	2.27	10.82	12.00	16.85	18.53

	3	B-C	4.3	21.63	10.82	10.82	14.02	22.13	22.13	
		C-D	3.9	17.79	10.82	2.80	15.02	20.08	18.25	
	4	A-B	3.6	15.16	2.27	10.82	12.00	16.85	18.53	
		B-C	4.3	21.63	10.82	8.65	15.11	22.13	22.13	
		C-D	3.9	17.79	8.65	11.33	10.44	18.25	20.08	
		D-E	4.4	22.65	11.33	3.40	20.35	22.65	20.59	
	5	A-B	3.6	15.16	2.27	10.82	12.00	16.85	18.53	
		B-C	4.3	21.63	10.82	8.65	15.11	22.13	22.13	
		C-D	3.9	17.79	8.65	9.06	11.58	18.25	18.25	
		D-E	4.4	22.65	9.06	11.33	15.82	20.59	22.65	
		E-F	3.5	14.33	11.33	2.15	10.79	18.02	16.38	
	A L'ELS	1	A-B	4.3	15.19	2.28	7.60	13.65	14.13	15.54
			B-C	3.9	12.49	7.60	6.36	7.36	14.10	14.10
			C-D	4.4	15.90	6.36	7.95	11.11	14.46	15.90
			D-E	3.5	10.06	7.95	1.51	7.58	12.65	11.50
A l'ELS	2	A-B	3.5	10.06	1.51	1.51	1.36	1.15	1.15	
	3	A-B	3.6	10.65	1.60	7.60	8.43	11.83	13.01	
		B-C	4.3	15.19	7.60	7.60	9.85	15.54	15.54	
		C-D	3.9	12.49	7.60	1.87	10.54	14.10	12.81	
	4	A-B	3.6	10.65	1.60	7.60	8.43	11.83	13.01	
		B-C	4.3	15.19	7.60	6.08	10.61	15.54	15.54	
		C-D	3.9	12.49	6.08	7.95	7.33	12.81	14.10	
		D-E	4.4	15.90	7.95	2.38	14.29	15.90	14.46	
	5	A-B	3.6	10.65	1.60	7.60	8.43	11.83	13.01	
		B-C	4.3	15.19	7.60	6.08	10.61	15.54	15.54	
		C-D	3.9	12.49	6.08	6.36	8.12	12.81	12.81	
		D-E	4.4	15.90	6.36	7.95	11.11	14.46	15.90	
		E-F	3.5	10.06	7.95	1.51	7.58	12.65	11.50	

Elu $M_a = 10.82 \text{KNm}$ $M_t = 15.02 \text{KNm}$ $V = 22.13 \text{KN}$

Els $M_a = 7.60 \text{KNm}$ $M_t = 10.54 \text{KNm}$ $V = 15.54 \text{KN}$

II .4. Ferrailage des poutrelles

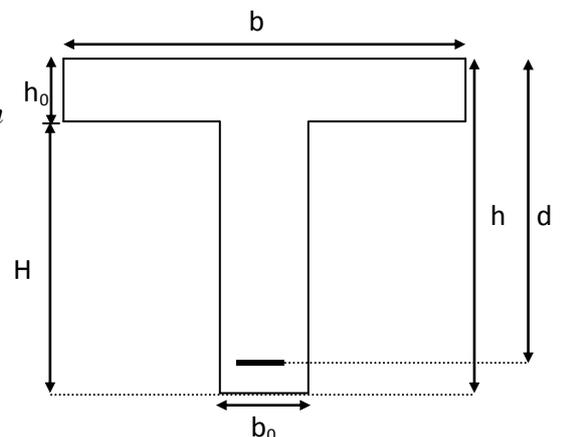
On prend comme exemple pour le ferrailage la poutrelle type 3 du plancher d'étage courant qui est sollicité par les efforts suivants :

$$M_{Travée}^{Max} = 8.65 \text{KN.m} \quad M_{Travée}^{Max} = 6.24 \text{KN.m}$$

$$A \text{ l'ELU} : M_{appui}^{Max} = 6.87 \text{KN.m} \quad A \text{ l'ELS} : M_{appui}^{Max} = 4.97 \text{KN.m}$$

$$V^{Max} = 14.06 \text{KN} \quad V^{Max} = 10.16 \text{KN}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :



$$b = 65\text{cm}$$

$$h_0 = 4\text{cm}$$

$$h = 20\text{cm}$$

$$H = 16\text{cm}$$

$$b_0 = 10\text{cm}$$

$$d = 18\text{cm}$$

A-calcul à l'ELU

Le calcul du ferrailage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple

✓ si $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_0$).

✓ si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

M_{TU} : Le moment équilibré par la table de compression.

i. Armatures longitudinales

a. Ferrailage en travée

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2})$$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times (0.18 - \frac{0.04}{2})$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 8.65 \text{KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.65 * 10^{-3}}{0.65 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.028$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.028$$

➔ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas

nécessaires ($A'_s = 0$) et $\varepsilon_s = 10\%$; $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.035$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.177\text{m}$$

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{travée} = 1.4 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 2\phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

b. Ferrailage en appuis

-Appuis intermédiaire

$$M_{Interne}^a = 3.43 \text{ KN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20) \text{ m}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.30$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas

nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.459$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.146 \text{ m}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Interne} = 0.67 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 1\phi 10 = 0.79 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

-Appuis de rive

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20) \text{ m}^2$.

$$M_{Rive}^a = 1.69 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.036$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas

nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.045$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.176 \text{ m}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Rive} = 0.27 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 1\phi 8 = 0.5 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.5 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{14.06 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.78 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = \min(3.25; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_U = 0.78 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis**Appuis de rive**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 0.5 + 1.57 = 2.07 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.07 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 14.06 \times 10^{-3}}{400} = 0.40 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[14.06 + \frac{1.69}{0.9 \times 0.18} \right] \times 10^{-3} = 0.7 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l \geq 0.4 \text{ cm}^2 \quad \text{aucune vérification à faire.}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure

$$\tau_u = \frac{v_u(b-b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{14.06 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.10)}{1.8 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.917 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa}$$

ii. Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm.}$$

On choisit un étrier de $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

Calcul de l'espacement

$$St = \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ \frac{At \times f_e}{0.4 \times b_0} = 100 \text{ cm} \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = \infty \end{array} \right.$$

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

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

Les résultats du ferrailage d'un étage courant sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.12: sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher étage courant.

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix des sections
01	Travée	0.028	0.035	0.177	1.57	2HA10+1HA8=2.07	1.41	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.036	0.176	0.176	0.5	1HA8=0.5	0.22		
	App int	0.149	0.20	0.165	1.19	2HA10=1.57	0.22		

Les résultats du ferrailage d'un étage commercial sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.13: sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher étage commercial

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix des sections
03	Travée	0.030	0.064	0.176	2.49	2HA10+HA12=2.70	1.41	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.07	0.09	0.173	0.53	1HA10=0.79	0.22		
	App int	0.235	0.34	0.155	1.99	2HA12=2.26	0.22		

Les résultats du ferraillement d'une terrasse sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.14: sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour une terrasse

Ferrailage longitudinal							Ferrailage transversal	
Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix des sections
Travée	0.030	0.038	0.177	1.46	2HA10+1HA8=2.07	1.41	0.57	Etrier HA6
App rive	0.03	0.04	0.176	0.26	1HA10=0.79	0.22		
App int	0.159	0.218	0.164	1.28	2HA10=1.57	0.22		

B-Vérification à l'ELS

a) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y$$

En travée

$$M_{ser} = 6.24 \text{ KN.m ; } A = 1.57 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 1.57 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = 1.9 \times 10^{-4} \text{ cm}^3 > 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section en T}$$

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0}{2} + 15Ad] = 0 \Rightarrow y = 3.32 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 5862.19 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{6.24 \times 3.32 \times 10^3}{5862.19} = 3.53 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

En appuis

Appuis intermédiaires

$$M_{ser} = 4.97 \text{ KN.m} ; A = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 7.14 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3990.79 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{4.97 \times 7.14 \times 10^3}{3990.79} = 8.89 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Appuis de rive

$$M_{ser} = 1.60 \text{ KN.m} ; A = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 4.5 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 1670.62 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1.60 \times 4.5 \times 10^3}{1670.62} = 4.3 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Tableau III.15: Vérification des contraintes dans le béton

Etage	type	position	M_{ser} Kn.m	A_s Cm ²	Y(c m)	I (Cm ⁴)	σ_b Mpa	$\bar{\sigma}_b$ Mpa	vérification
Etage courant		travée	6.24	1.57	3.32	5862.19	3.53	15	vérifier
		App inter	4.97	1.57	7.14	3990.79	8.89	15	vérifier
		App rive	1.60	0.50	4.5	1670.62	4.3	15	vérifier

Etage commercial	3	travée	10.54	2.70	3.04	9658.260	3.31	15	vérifier
		App inter	7.60	2.26	8.16	5093.51	12.17	15	vérifier
Terrasse inaccessible		App rive	2.27	0.79	5.45	2406.918	5.13	15	vérifier
		travée	6.57	2.07	2.53	15426.34	1.07	15	vérifier
		App inter	5.36	1.57	7.14	3995.38	9.57	15	vérifier
		App rive	1.60	0.79	5.45	2406.91	3.62	15	vérifier

c) Vérification de la flèche

D'après le CBA93 La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Dans notre cas on va vérifier la flèche de la poutrelle type '3' de la terrasse car c'est elle qui a la travée la plus grande (L=4.3 m).

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{430} = 0.046$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.046$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 (art B.6.5, 2) comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).

f_{ip} : La flèche instantanée de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Valeur limite de la flèche BAEL91 (art B.6.5, 2) ;

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à :

$$\frac{l}{500} \text{ si la portée } l \leq 5 \text{ m.}$$

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow f_{adm} = \frac{430}{500} = 0.86 \text{ cm}$

Les propriétés de la section :

$$y = 2.53 \text{ cm} ; I = 15426.34 \text{ cm}^4 ; A_s = 2.07 \text{ cm}^2$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa.} ; E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa.}$$

Calcul de I_0

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 20 + 15 \times 2.07 = 1331.05 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1331.05} \times \left(\frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 2.07 \times 18 \right) \Rightarrow V_1 = 10.18 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - 10.18 \Rightarrow V_2 = 9.81 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (10.18^3 + 9.81^3) + 15 \times 2.07 \times (9.81 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 47643.56 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.07}{10 \times 18} = 0.0115$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0115 \times \left(2 + 3 \times \frac{10}{65} \right)} \Rightarrow \lambda_i = 3.70$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.48$$

• **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 6.13 = 3.98 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (6.13 + 1) = 4.63 \text{ KN / m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.98 \times 4.3^2}{8} = 6.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{1.85 \times 4.3^2}{8} = 3.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{4.63 \times 4.3^2}{8} = 8.02 \text{ KN.m}$$

• **Contraintes** (σ_s)

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{3.20 \times (0.18 - 0.0253) \times 10^5}{15426.34} \Rightarrow \sigma_{js} = 48.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{6.89 \times (0.18 - 0.0253) \times 10^5}{15426.34} \Rightarrow \sigma_{gs} = 103.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{8.02 \times (0.18 - 0.0253) \times 10^5}{15426.34} \Rightarrow \sigma_{ps} = 120.64 \text{ MPa}$$

Calcul de μ : $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 103.64 + 2.1} = 0.46$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 48.13 + 2.1} = 0.148$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 120.54 + 2.1} = 0.52$$

Calcul des inerties fictives (I_f)

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 47634.56}{1 + 3.70 \times 0.148} = 33857.6 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 47634.56}{1 + 3.70 \times 0.46} = 19392.30 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 47635.56}{1 + 3.70 \times 0.52} = 17920.35 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv_g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fv_g} = \frac{1.1 \times 47634.56}{1 + 1.48 \times 0.46} = 31174.45 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{3.83 \times 4.7^2}{10 \times 32164.2 \times 20383} \times 10^7 = 0.13 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{8.76 \times 4.7^2}{10 \times 32164.2 \times 15655.95} \times 10^7 = 0.38 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv_g}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{8.76 \times 4.7^2}{10 \times 10721.4 \times 27164.83} \times 10^7 = 0.66 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{10.11 \times 4.7^2}{10 \times 32164.2 \times 15214.88} \times 10^7 = 0.46 \text{ cm}$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.66 + 0.46 - 0.38 - 0.13 = 0.61 \text{ cm} < f_{adm} = 0.94 \text{ cm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

Schéma de ferrailage des poutrelles

plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles		
	Appui de rive	Appui intermédiaire	travée
Etage courant			
Terrasse			
Commerce			

II.1.2. Etude de la dalle de compression

-Armatures perpendiculaires aux nervures

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Armatures parallèles aux nervures

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

– 20cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,

– 33cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour faciliter la mise en œuvre ; on prend un treillis soudé $TS\phi 5(150\times 150)$

Schéma de ferrailage de la dalle de compression

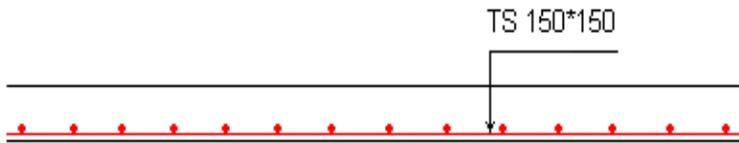


Figure III.12 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

IV. ETUDE DE LA POUTRE DE CHAINAGE

Dans notre structure la poutre de chaînage sert d'appui pour la cloison extérieure. Son calcul se fait à la flexion simple.

Dimensionnement

D'après le RPA99 version 2003 Art 9.3.3 la largeur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à $2/3$ de l'épaisseur de l'élément supporté et la hauteur $h \geq 15\text{cm}$.

On opte pour une poutre de chaînage de $(b \times h) = (30 \times 30)\text{cm}^2$.

G_0 : poids de la poutre de chaînage.

G_1 : poids de la cloison extérieure.

$$G_0 = 25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

$$G_1 = 9 \times 0.25 \times 3.06 = 6.88 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35 (G_0 + G_1) \Rightarrow q_u = 12.33 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{ser} = G_0 + G_1 \Rightarrow q_{ser} = 9.13 \text{ KN/ml}$$

Calcul des sollicitations

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \quad V_u = \frac{q_u \times l}{2}$$

$$\text{En travée } M_u^t = 0.85 M_{0u} \Rightarrow M_u^t = 16.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^t = 0.85 M_{0ser} \Rightarrow M_{ser}^t = 11.88 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis } M_u^a = -0.5 M_{0u} \Rightarrow M_u^a = -9.44 \text{ KN.m}$$

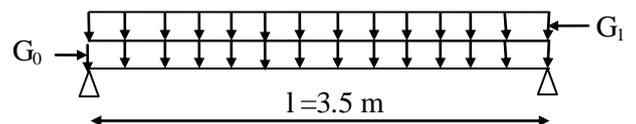


Figure. III.13: Schéma statique de la Poutre de chaînage

$$M_{ser}^a = -0.5M_{0ser} \Rightarrow M_{ser}^a = -6.99KN.m$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} \Rightarrow V_u = 21.57KN$$

Le ferrailage de la poutre de chaînage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.17 ferrailage de la poutre de chaînage

	M _u (KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{opt} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	observation
En travée	16.04	1.68	3HA10=2.36	1.01	Vérifié
En appuis	-9.44	1.01	3HA10=2.36	0.98	Vérifié

Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.26MPa$$

Fissuration nuisible $\Rightarrow \tau_{adm} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$.

$$\tau_u = 0.26MPa \leq \tau_{adm} = 2.5MPa \quad \text{Vérifiée}$$

Calcul des armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 8.57mm \quad \text{on adopte } \phi = 6mm.$$

On adopte un cadre et un épingle $\phi 6$;

$$\text{Donc } A_t = 3 \phi 6 = 0.85cm^2$$

Calcul des espacements

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{0.85 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.30} = 28.33cm$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 24.3cm$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{ij})} = 24.5cm$$

$$S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm$$

On prend $S_t = 20cm$.

Vérification à l'ELS

On doit vérifier les contraintes de compression dans le béton et les contraintes de traction dans l'acier, les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.18: vérification des contraintes

M_{ser} (KN)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
11.88	6.9	17587	4.66	15	vérifiée	213.75	240	vérifiée

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{350} = 0.086 > \frac{1}{16} \text{ La première condition est vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 < \frac{h}{L} = 0.086 \text{ La deuxième condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.003 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \text{ La troisième condition est vérifiée}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Schémas de ferrailage

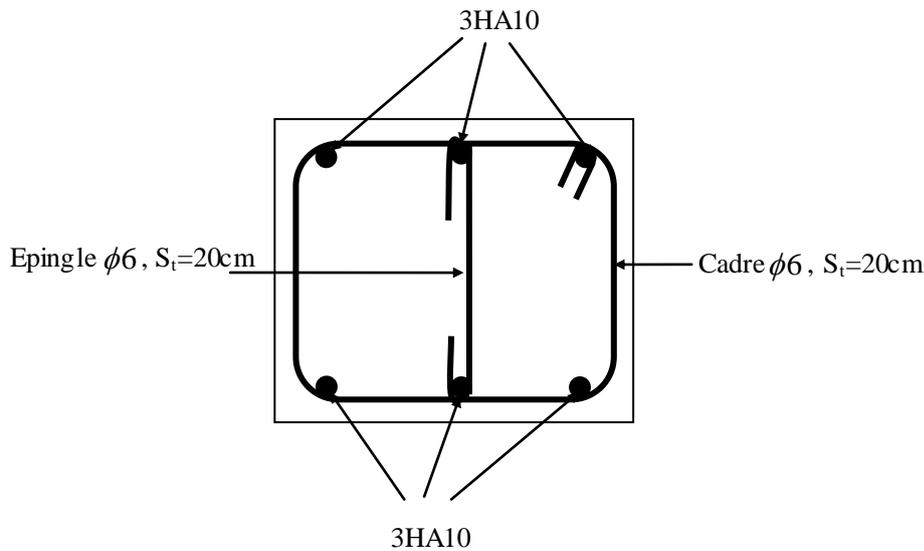


Figure III.16 : Schéma deferrailage de la poutre de chainage

V.ETUDE DE L'ESCALIER

L'étude consiste à déterminer les sollicitations dans l'escalier et le ferrailage nécessaire pour reprendre ces charges. Les escaliers de notre structure sont identiques à tous les étages. Ce sont des escaliers à trois volées. Leurs calcul se fait comme suit ;

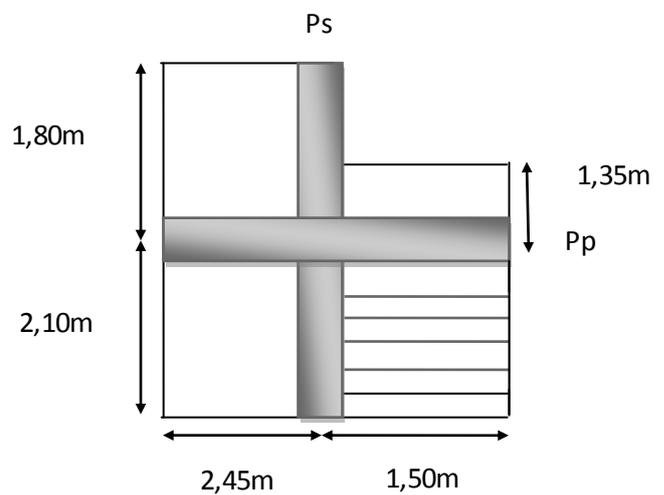
1. Calcul de lavolées

$G_p = 6.6 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

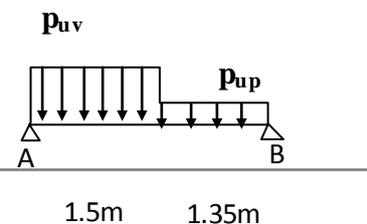
$G_v = 9.38 \text{ KN/m}^2$

$e = 20 \text{ cm}$



à PELU

$P_{uv} = 1.35 * G_v + 1.5 * Q = 16.41 \text{ KN/ml}$



$$P_{up}=1.35 \cdot G_p + 1.5 \cdot Q = 12.66 \text{ KN/m}$$

Calcul des sollicitations

Les réactions d'appuis

$$\sum M_{/B}=0 \Rightarrow R_A = \frac{(P_{uv} \times 1.5)(1.35 + 0.75) + P_{up} \times 1.35 \times (1.35 / 2)}{2.85} = 22.18 \text{ KN}$$

D'autre part ;

$$R_A + R_B = 63.23 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 41.05 \text{ KN}$$

Calcul des moments fléchissant

Pour le calcul on utilise la méthode de la RDM

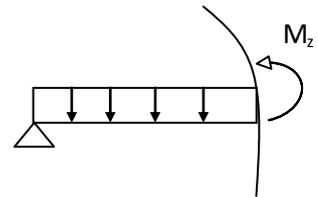
$$0 \leq x \leq 1.5 \text{ m ;}$$

$$M_z = R_A \cdot x - P_{uv} \cdot x^2 / 2 \Rightarrow \begin{cases} x = 0 ; M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.5 ; M_z = 14.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$1.5 \leq x \leq 2.85 \text{ m ;}$$

$$M_z = R_A \cdot x - P_{uv} (x - 0.75) \cdot 1.5 - P_{up} \cdot (x - 1.5)^2 \cdot 0.5$$

$$\begin{cases} x = 1.5 \text{ m ; } M_z = 14.80 \text{ KN.m} \\ x = 2.85 \text{ m ; } M_z = 0.01 \approx 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Calcul du moment max en travée

$$dM_z/dx = 0 \Rightarrow x = 1.35 \text{ m} \Rightarrow M_{0max} = 15.27 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -0.5 M_{0max} = -7.63 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.75 M_{0max} = 11.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

L'effort tranchant max

$$T_{max} = 22.15 \text{ KN}$$

à l'ELS

$$P_{sp} = G_v + Q = 11.88 \text{ KN/m}$$

$$P_{sv} = G_p + Q = 9.10 \text{ KN/m}$$

$$M_{0max} = 4.21 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -0.5 M_{0max} = -2.01 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.75 M_{0max} = 3.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrillage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de un mètre. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.19 : Résultats de ferrailage des volées

Zone	M_u (KNm)	μ_{bu}	α	Bras de levier z (m)	$A_{calculée}$ (cm^2/ml)	Section choisis A_s (cm^2/ml)	espacement S_t (cm)
appui	7.36	0.016	0.021	0.178	1.22	5HA8=2.51	20
travée	11.45	0.024	0.031	0.177	1.85	5HA10=3.93	20

Armatures de répartition

$$\text{En travée : } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 cm^2 / ml$$

$$\text{Soit : } A_r = 5HA8/ml = 2.51 cm^2/ml \quad S_t = 20cm$$

En appuis

$$A_r^t = \frac{A_t}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62 cm^2$$

$$\text{Soit } A_r^a = 5HA8/ml = 2.51 cm^2 \rightarrow S_t = 20cm$$

Vérifications à l'Etat Limite Ultime

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.1 \times \frac{2.1}{400} = 1.21 cm^2$$

$$\text{En travée : } A^t = 3.93 cm^2 > A_{\min} = 1.45 cm^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{En appuis : } A_a = 2.51 cm^2 > A_{\min} = 1.45 cm^2 \quad \text{vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\tau_u \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{22.15 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.22 < \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.16 MPa \quad \text{Donc on ne met pas d'armature transversale.}$$

- **Vérification des espacements**

D'après Le BAEL91 les espacements sont :

- Armatures principales : $S_t=20\text{cm} < \min(3.e, 33\text{cm})=33\text{cm}$
- Armatures secondaires : $S_t=25\text{cm} < \min(4.e, 45\text{cm})=45\text{cm}$

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

$$A_l \geq \frac{1.15V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_t + A_a = 3.93 + 2.51 = 6.44 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 6.44 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 22.15 \times 10^{-3}}{400} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Vérfications à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- **Contrainte d'adhérence**

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \text{ avec } \psi = 1.5 \rightarrow \text{pour les(HA)}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{st}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$\sum U_i$: étant la somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$b = 1.4 \text{ m}$; $S_t = 20 \text{ cm}$; $n = 5$ barres.

$$\Rightarrow \sum U_i = 15.7 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = 0.93 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifier}$$

▪ **Vérification de la contrainte de compression du béton**

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$R_A = 16.04 \text{ KN}$$

$$R_B = 14.06 \text{ KN}$$

$$M^{\max} (x=1.35 \text{ m}) = 11.06 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 8.74 = 8.29 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \times 8.74 = -5.53 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.20: Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	3.15	4661.71	0.0321	2.16	15
Appuis	2.01	3379.79	0.0265	1.57	15

▪ **État limite de déformation**

• **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{285} = 0.07 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5 m, la flèche admissible est prise égale à : $f_{adm} = \frac{L}{500}$, ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 0.57 \text{ cm}$

Données de calcul

$$y = 3.21 \text{ cm}$$

$$I = 4661.71 \text{ m}^2$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = E_i/3 = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :

$$I_0 : I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 100 \times 20 + 15 \times 3.93 = 2058.95 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{2058.95} \times \left(\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 18 \right) = 10.23 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - 10.23 \Rightarrow V_2 = 9.77 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (10.23^3 + 9.77^3) + 15 \times 3.93 \times (9.77 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 74938.98 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.93}{100 \times 18} = 0.0218$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0218 \times (2 + 3)} = 0.963$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.38$$

$$M_{serj} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serj} = 0.75 \times 4.21 = 3.15 \text{ KN.m}$$

$$q_{gv} = 9.38 \text{ KN/m}$$

$$q_{gp} = 6.60 \text{ KN/m}$$

$$M_{serg} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 0.75 \times 3.15 = 2.36 \text{ KN.m}$$

$$q_{pv} = G + Q = 9.38 + 2.5 = 11.88 \text{ KN/m}$$

$$q_{pp} = G + Q = 6.60 + 2.5 = 9.10 \text{ KN/m}$$

$$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 0.75 \times 11.06 = 8.29 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } \sigma_s : \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 117.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 149.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 394.51 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } \mu : \mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 0.70$$

$$\mu_j = 0.757$$

$$\mu_p = 0.89$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = 19844.48 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 12094.39 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 8498.7 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv_g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fv_g} = 15804.78 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{3.15 \times 2.85^2}{10 \times 32164.2 \times 19844.48} \times 10^7 = 0.04 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{2.36 \times 2.85^2}{10 \times 32164.2 \times 12094.39} \times 10^7 = 0.106 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv_g}} \Rightarrow f_{gv} = 0.24 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{8.29 \times 2.85^2}{10 \times 32164.2 \times 8498.7} \times 10^7 = 0.21 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.24 + 0.21 - 0.106 - 0.04$$

$$\Delta f = 0.304 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{285}{500} = 0.57 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée

2. Calcul de la volée

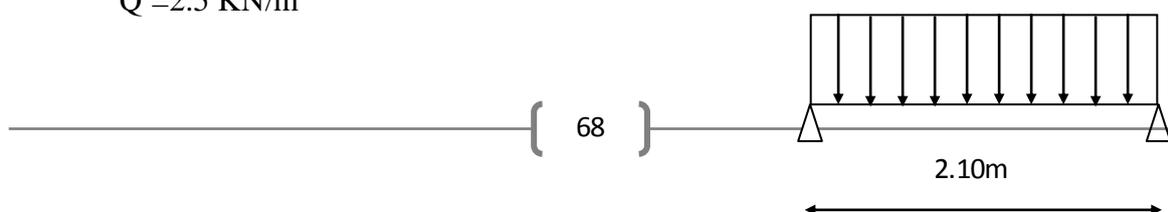
Ce calcul se fait comme pour une poutre continue sur deux appuis. Les deux appuis étant

la poutre brisée et le voile de la cage d'ascenseur.

Calcul à l'ÉLU

$G_v = 9.38 \text{ KN/m}$

$Q = 2.5 \text{ KN/m}$



$$q = 16.41 \text{ KN/m}$$

Les sollicitations sont calculées par la méthode RDM

qui donne ;

$$R_a = R_b = q \cdot L / 2 \Rightarrow R_a = 17.23 \text{ KN.}$$

$$M_0 = q \cdot L^2 / 8 = 9.04 \text{ KNm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_a = -0.5M_0 = -4.52 \text{ KNm ; en appui.} \\ M_t = 0.75M_0 = 6.78 \text{ KNm ; en travée.} \end{cases}$$

Ferraillage en travée (flexion simple)

$$M_t = 6.78 \text{ KNm} \Rightarrow A_s = 1.09 \text{ cm}^2$$

Ferraillage en appui (flexion simple)

$$M_a = -4.52 \text{ KNm} \Rightarrow A_s = 0.72 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.2 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculée}}$$

On ferraille avec A_{\min}

$$\text{Soit : } \begin{cases} A_a = 4\text{HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml, avec } S_t = 25\text{cm en appui.} \\ A_t = 4\text{HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml, avec } S_t = 25\text{cm en travée.} \end{cases}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\text{On a : } T = 17.23 \text{ KN} \Rightarrow \tau = \frac{T}{b \times d} = 0.095 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa}$$

Donc pas d'armatures transversales.

Calcul des armatures de répartition

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.5 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } A_r = 3\text{HA6 p.m} = 0.85 \text{ cm}^2/\text{ml avec : } S_t = 33\text{cm}$$

Vérification des espacements

- Armatures principales : $S_t \leq \min(3.e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 25\text{cm}$ c'est vérifié.

- Armatures secondaires : $S_t \leq \min(4.e ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 33 \text{ cm}$ c'est vérifié.

Calcul à l'ELS

Vérification de la contrainte de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$q_v = G_v + Q = 11.88 \text{ MPa} \Rightarrow M_0 = 6.54 \text{ KNm}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_a = -0.5M_0 = -3.27 \text{ KNm en appui.} \\ M_t = 0.75M_0 = 4.90 \text{ KNm en travée.} \end{array} \right\}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.21 : Vérification des contraintes de compression dans le béton

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	4.90	6883.75	0.0300	2.13	15
Appuis	3.27	6883.75	0.0300	1.42	15

- **État limite de déformation**
 - **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

(1) $\rightarrow \frac{h}{L} = \frac{20}{210} = 0.095 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

(2) $\rightarrow \frac{h}{L} = \frac{20}{210} = 0.095 > \frac{4.90}{10 \times 6.54} = 0.075 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

(3) $\rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.01}{100 \times 18} = 0.001 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

Les trois conditions sont vérifiées donc ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

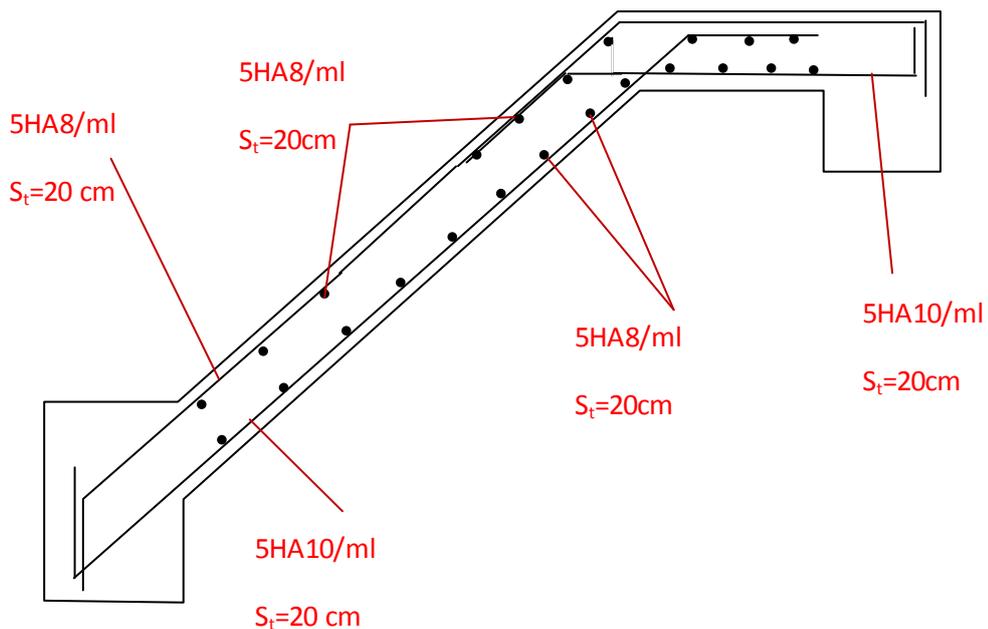


Figure III.18 : Schémas de ferrailage des volées

3. Calcul de la poutre palière

Notre poutre palière est une poutre brisée. Elle est soumise à son poids propre, aux charges transmises par les escaliers sous forme de réaction d'appui ainsi qu'aux moments de torsions. Son calcul se fait comme suit ;

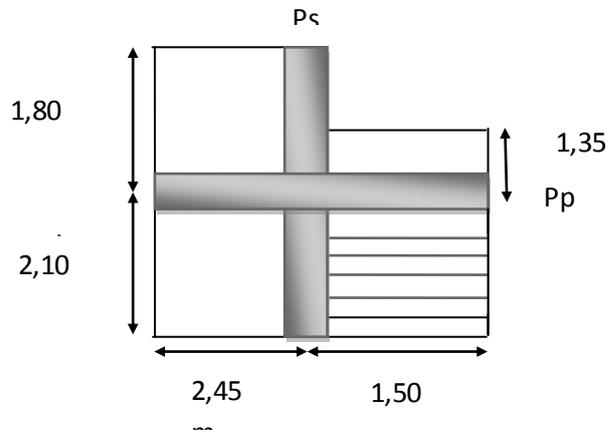
-Dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Soit : h=35cm et b=30cm

La poutre brisée est soumise

à la flexion simple, en outre elle est soumise à la



-Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise à son poids propre

$$g_0 = 25 \times 0,3 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$$

$$g_1 = 25 \times 0,35 \times 0,3 / \cos 32,51 = 3,11 \text{ KN/ml}$$

g_0 : étant le poids propre de la partie horizontale.

g_1 : étant le poids propre de la partie inclinée.

En plus de son poids propre elle est soumise aux charges transmises par l'escalier.

$$R_c = 22,15 \text{ KN/ml} \quad \text{et} \quad R_p = 17,23 \text{ LN/ml}$$

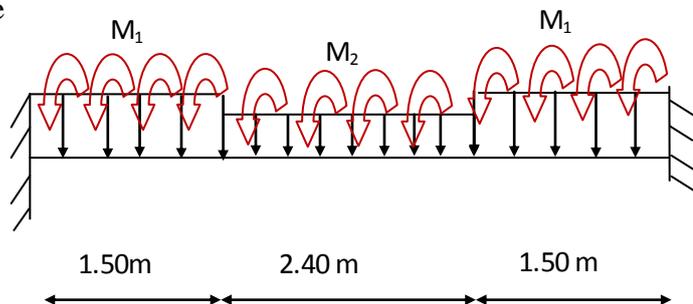
Avec :

- R_c : charge ramenée par le palier
- R_p : charge ramenée par la volée

-Calcul des sollicitations

$$0 \leq x \leq 1,5 \text{ m ;}$$

$$\sum M_F = 0 \Rightarrow$$



$$R_A = \frac{(R_c + 1,35 g_0) \times 1,5 \times 3,6 + (R_p + 1,35 g_1) \times 2,40 \times 2,15 + (R_c + 1,35 g_0) \times 1,5^2 / 2}{5,3}$$

$$R_A = 37,37 \text{ KN}$$

Par raison de symétrie; $R_A = R_B = 37.37 \text{ KN}$

et M_0 se trouve à mi-travée de la poutre

$$M_0 = 2.15R_A - [(R_c + 1.35g_0) \times 1.4 \times 1.45 + (R_p + 1.35g_1) \times 0.56^2 / 2 = 22.95]$$

$$V_u = 37.37 \text{ KN}$$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des moments et leurs ferrailages correspondant ainsi que la contrainte de cisaillement.

Tableau III.22 contrainte de cisaillement

	Moment (kN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	τ_{Fs} (MPa)
En travée	$0.85M_0 = 19.5$	1.73	0.37
En appui	$0.4M_0 = 9.18$	0.80	0.37

▪ Vérifications

Vérifications à L'ELU

Condition de non fragilité

$$A_t = 1.73 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.33 \times \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2 \text{ Vérifiée}$$

$$A_a = 0.8 < A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.37 \text{ MPa}$$

$$\text{Et } \tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.37 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

▪ **Calcul des armatures transversales à la flexion simple**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_t^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 12mm ; \text{ On adopte } S_t=15cm$$

$$A_t \geq b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{ij}) / 0.8 \times 400 = 0.3 \times 0.15 \times (0.37 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 400$$

$$A_t \leq 0$$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / 400 = 0.4 \times 0.3 \times 0.15 / 400$$

$$A_t \geq 0.45$$

On adopte $A_t=0.5cm^2$

Vérification des espacements

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{1.58 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.30} = 52.66cm \quad \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 29.70cm \quad \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{ij})} = 27.92cm \quad \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm \quad \text{Vérifiée}$$

-Calcul à la Torsion

La poutre est soumise à trois moments de torsion uniformément réparties dues aux différentes parties de l'escalier.

– $M_1 = 6.32KN.m$ par mètre

– $M_2 = 1.75KN.m$ par mètre, du à la volée

Le moment de torsion max est concentré aux extrémités.

$$M_{Tmax} = 2 * M_1 * 1.5 + M_2 * 1.5 = 21.58KN.m$$

-Ferrailage

Armatures longitudinales en torsion

Le moment de torsion $M_T = 21.58KN.m$ est le moment statique au niveau de l'appui B

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

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

$$A_t = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} \quad \text{BAEL91 (article I.II)}$$

$$A_t = \frac{21.58 \times 10^3 \times 1.10}{2 \times 0.075 \times 348} = 4.54 \text{ cm}^2$$

Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{21.58 \times 10^{-3}}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 0.05} = 2.87 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifier}$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 2.87 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifier}$$

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = 2.89 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée BAEL91 (article I.III)}$$

Calcul des armatures transversales à la torsion

On fixe l'espacement comme suit :

En travée ; $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{21.58 \times 10^{-3} \times 0.20}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 348} = 0.82 \text{ cm}^2$$

En appuis ; $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{21.58 \times 10^{-3} \times 0.10}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 348} = 0.41 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature

La section totale des armatures à adoptée est :

$$\text{En travée : } A_t = \frac{1}{2} A_L(\text{tor}) + A_L(\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 4.54 + 1.73 = 4.00 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA14=4.62cm²

$$\text{En appuis : } A_a = \frac{1}{2} A_L(\text{tor}) + A_L(\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 4.54 + 1.20 = 3.47 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 2HA12 + 1HA14=3.8cm²

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_t = 0.82 + 0.41 = 1.23 \text{ cm}^2 . \text{ On opte pour un cadre } \Phi 8 \text{ et un Etrier } \Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

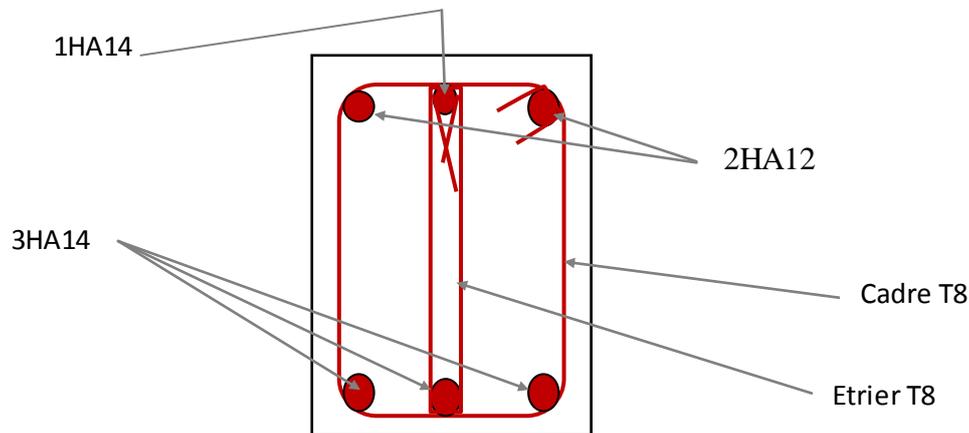


Figure III.20 : Schémas de ferrailage de la poutre brisée.

VI. ETUDE DE L'ACROTERE**VI.1. Hypothèse de calcul**

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

On a les données suivantes :

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p ;$$

Tel que : **A**: Coefficient d'accélération de zone obtenue dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 .

W_p poids de l'élément considéré.

Pour notre cas : - Groupe d'usage2.

- Zone Iia (Bouira).

$$Q = 1.0 \text{ KN/ml}$$

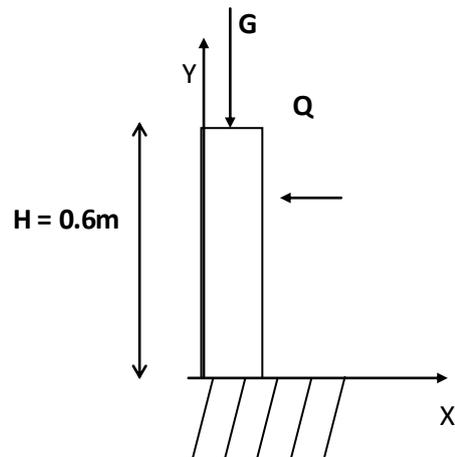
$$G = 2.92 \text{ KN/ml}$$

$$A = 0.15$$

$$C_p = 0.8$$

$$W_p = 2.92 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 1.40 \text{ KN}$$



VI.2. Calcul des sollicitations

a) Calcul du centre de pression

$$x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

Tel que : $\sum A_i = S$: (surface de l'acrotère)

$$x_c = \frac{0.48 \times 0.15 \times (0,075) + 0,06 \times 0,12 \times (0,03) + 0,05 \times 0,24 \times 0,18 + 0.07 \times 0.24 / 2 \times (0.14)}{0,1008}$$

$$x_c = 0,088m$$

$$y_c = 0,31m$$

b) Moment engendré par les efforts normaux

$$N_G = 2.92 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$Q = 1 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m.}$$

$$F_p = 1,4 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = F_p \times y_c = 1,4 \times 0,31 \Rightarrow M_{F_p} = 0,43 \text{ KN.m.}$$

La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau III.23 : Différentes combinaisons à utiliser

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35G + 1,5Q	G+Q
N (KN)	2.92+0+0=2.92	3.94	2.92
M (KNm)	1.03	0.9	0.6

c) Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.94} = 0.23m \\ \frac{H}{6} = 0.1m \end{array} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Un élément soumis à un effort composé dû à une force de compression doit être justifié à l'état limite ultime de stabilité de forme selon (*B.A.E.L 91 Art 4.4.1*).

Pour l'excentricité selon (*C.B.A Art 4.3.5*).

$$e_2 = e_1 + e_a$$

Tel que:

e_a : Excentricité additionnelle

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{l}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{60}{250}\right) = 2cm$$

$$d'où : e_2 = 0.23 + 0.02 = 0.25m$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h}. \text{BAEL91.}$$

Tel que :

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égale à 2.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 0.6)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.15} = 0.576cm.$$

$$d'où : e_t = e_2 + e_3 = 25 + 0.576 = 25.576cm.$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 3.94 \text{ KN}$$

$$M_U = N_U \times e_t = 3.94 \times 0.25576 = 1.007 \text{ KN.m}$$

VI.3. Ferrailage**À l'ELU**

$h = 15 \text{ cm}$; $d = 8 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$;

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la

flexion simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_{uG} + N_u \times (d - \frac{h}{2})$

Tel que :

M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\Rightarrow M_{uA} = 1.007 + 3.94 \times (0.13 - \frac{0.15}{2}) = 1.22 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc}} = \frac{1.22 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.005 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E400)$$

d'où : $A_s' = 0$.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0063$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129$$

$$A_U = \frac{M_{uA}}{z \times \bar{\sigma}_s} = \frac{1.22 \times 10^{-3}}{0.129 \times 348} = 0.27 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_U \Rightarrow$ on adopte $A_U = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Armatures de répartition

$$A_r = A_u / 4 = 2.01 / 4 = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3 \text{ HA}8 (1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}).$$

Espacement

Armatures principales : $S_t \leq 100 / 3 = 33.3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

Armatures de répartition : $S_t \leq 100 / 3 = 33.3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

Vérification au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3\text{Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(2,5; 3\text{Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2,5\text{Mpa}$$

$$V_u = 1,5 \times G = 1,5 \times 2,92 = 4,38\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{4,38 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} \Rightarrow \tau_u = 0,030\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,04\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{4,38 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,13 \times 10,04 \times 10^{-2}} = 0,37\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

À l'ELS : (vérification des contraintes).

$$d = 0,08\text{ m};$$

D'après le **BAEL 91**, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

Position de l'axe neutre

$$C = d - e_A;$$

Tel que e_A : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,92} = 0,2\text{m}$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0,025 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0,075 - 0,2 = -0,125\text{m} = -12,5\text{cm}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow$$

$$P = -3 \times 0.125^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.13 - 0.125)^2 = -0.046 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow$$

$$q = -2 \times 0.125^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.13 - 0.125)^2 = -0.0040 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.046 y_c - 0.0040 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c$$

$$\Rightarrow -0.27 \leq y_c \leq -0.17$$

$$y_c = -0.26 \text{ m}$$

$$y = -0.26 + 0.27 = 0.01 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.01^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.13 - 0.01) = -1.94 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1 \times 10^{-3} \times 0.01}{-1.94 \times 10^{-4}} = -0.05 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.92 \times 10^{-3}}{-1.94 \times 10^{-4}} (0.13 - 0.01) = -27.09 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

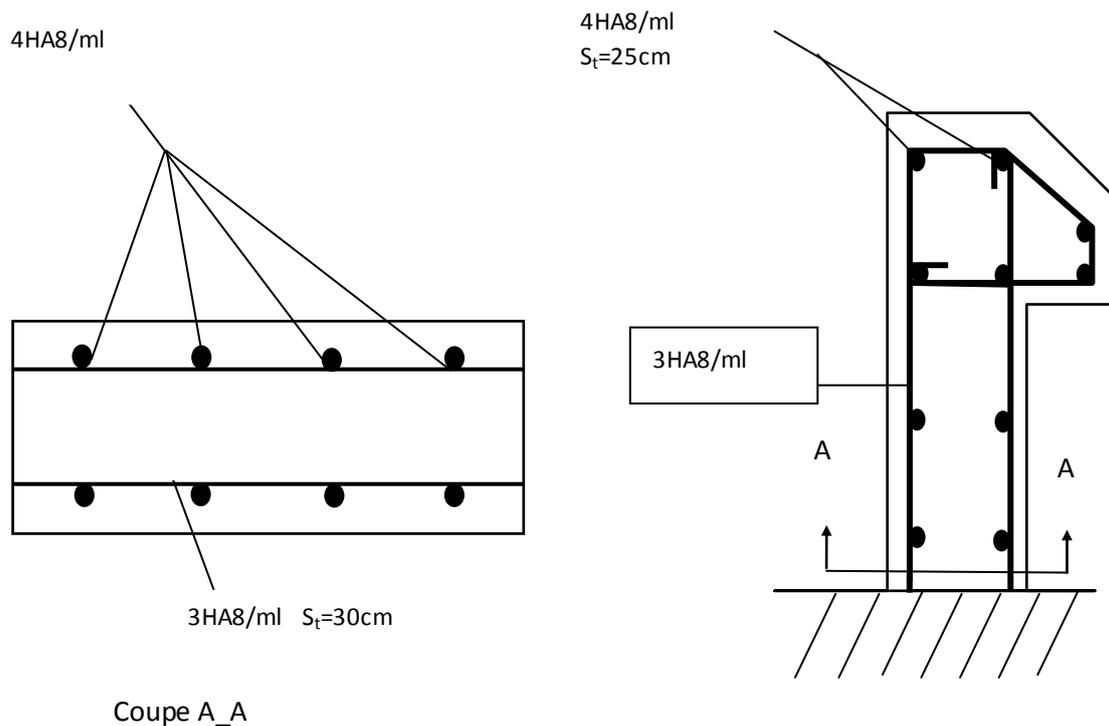


Figure 21: Schéma de ferrailage de l'acrotère

VII.ÉTUDE DE L'ASCENSEUR

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre bâtiment on opte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :(Annexe II)

La cours maximale = 35.7m

DM : La charge due à l'ascenseur = 82 KN

PM : La charge due à la machine = 15 KN

FC : Poids de la cuvette = 102 KN

La vitesse minimale = 1 m/s

Les dimensions de la cabine $BK \times TK \times HK = (210 \times 170 \times 220) \text{ cm}^3$

Les dimensions de la gaine : $BS = l = 180 \text{ cm}$

$$TS = L = 210 \text{ cm}$$

Étude de la dalle pleine de locale des machines

a) Évaluation des charges et surcharge

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur $h = 20 \text{ cm}$

La charge nominale = 6.3 KN

$$P = PM + DM + \text{charge nominale} = 15 + 82 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$$

Poids propre de la dalle et des revêtements

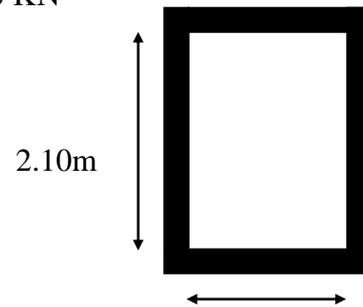
On a un revêtement en béton d'épaisseur ($e = 5 \text{ cm}$)

$$G = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.05 = 6.1 \text{ KN}$$

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

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.735 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}^2$$



a-1) Charges uniformément répartis

Figure III.22 : Dalle sur quatre appuis

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.7}{2.1} = 0.809 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

-Les sollicitations

à l'ELU : ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.055 \\ \mu_y = 0.6135 \end{cases} \text{ (Annexe I)}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.055 \times 9.735 \times 1.7^2 = 1.54 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.7834 \times 0.87 = 0.949 \text{ KN.m}$$

-Moment en travées :

$$M_t^x = M_t^y = 0.85 M_x = 0.85 \times 1.54 = 1.315 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = 0.3 M_x = 0.3 \times 0.1.54 = 0.462 \text{ KN.m}$$

- Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 m

Le diamètre des barres utilisées doit être :

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

On prend des barres de $\phi = 12\text{mm}$ pour le ferrailage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 20 - \left(\frac{1,2}{2} + 2\right) = 17,4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 20 - \left(\frac{1,2}{2} + 1,4 + 2\right) = 16 \text{ cm}$$

Tableau III.24: Tableau de ferrailage de la dalle de locale des machines

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculée (cm^2)	A_a calculée (cm^2)	A_t adoptée (cm^2)	A_a adoptée (cm^2)
Sens xx	1.315	0.462	0.12	0.04	5HA8=2.51	5HA8=2.51
Sens yy	1.315	0.462	0.13	0.05	5HA8=2.51	5HA8=2.51

- Vérification de condition de non fragilité

Pour $h > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0,4$:

En travée : Sens xx : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) bh$

$$\Rightarrow A_x = 2,51\text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) bh = 0,0008 \times \left(\frac{3-1}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1,6\text{cm}^2.$$

$$\text{Sens yy : } A_y \geq \rho_0 bh \Rightarrow A_y = 2,51\text{cm}^2 \geq \rho_a bh = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6\text{cm}^2$$

En appui : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) bh$

$$\Rightarrow A_x = 2,51\text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) bh = 0,0008 \times \left(\frac{3-1}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1,6\text{cm}^2$$

- Espacement des armatures :

-Armatures // L_x : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

-Armatures // L_y : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

-Vérification au cisaillement

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2 \times \left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = \frac{9,735 \times 1,7}{2 \times \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 5,51 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{5,51 \times 10^{-3}}{1 \times 0,174} = 0,031 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa.}$$

- Vérification à l'ELS**-État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$q_s = G + Q = 7.1 \text{ KN/m}$$

à l'ELS : ($\nu = 0.2$)

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.055 \\ \mu_y = 0.6135 \end{cases} \text{ (Annexe I)}$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.055 \times 7.1 \times 1.5^2 = 0.878 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.6135 \times 0.878 = 0.538 \text{ KN.m}$$

-Moment en travées :

$$M_t^x = M_t^y = 0.85 M_x = 0.85 \times 0.878 = 0.746 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 M_x = 0.3 \times 0.878 = 0.263 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0 ; A' = 0.$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Tableau III.25: Résultats de calcul des contraintes.

Localisation	Sens	M _{ser} (kN.m)	A(cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)
Travée	xx	0.746	2.51	3.26	9375.511	0.259
	yy	0.746	2.51	3.11	7715.16	0.300
Appui	/	0.263	2.51	3.26	9375.511	0.091

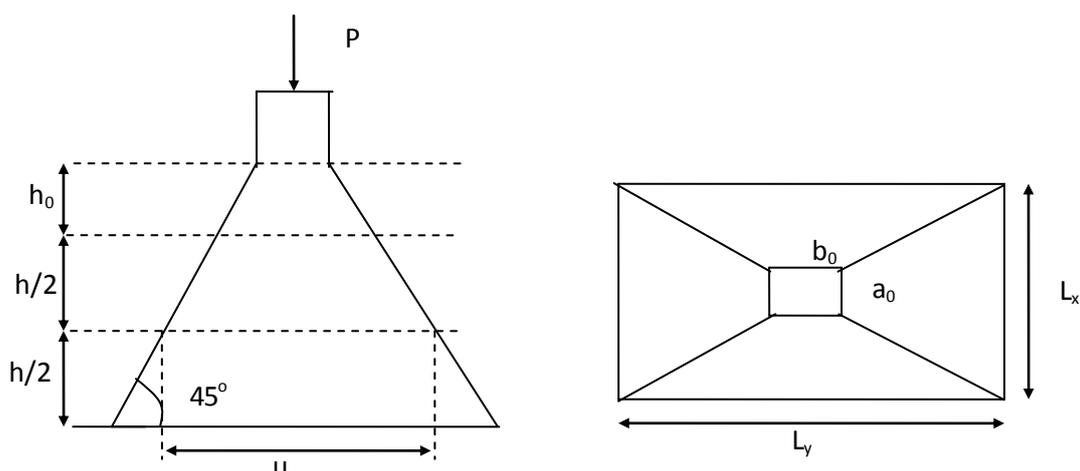


Figure III.23 : L'ascenseur

a-2) Cas de charges concentrées

La charge P qui s'applique sur la dalle est une surcharge d'impact ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire ($u \times v$).

On calcule le rectangle d'impact ($u \times v$).

$$u = a_0 + h_0 + 2\xi h$$

$$v = b_0 + h_0 + 2\xi h$$

Avec : a_0 et u : dimension // à L_x

b_0 et v : : dimension // à L_y

$(a_0 \times b_0)$ surface du chargement de la charge concentrée

h : Epaisseur du revêtement

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi=1$)

$$(a_0 \times b_0) = (69 \times 69) \text{ cm}^2$$

$$u = 69 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 99 \text{ cm}$$

$$v = 69 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 99 \text{ cm}$$

Calcul les moments :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q \text{ BAEL 91(article IV.3)}$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)q$$

ν : coefficient de poisson

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

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de PIGEAUD

ELU

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.7}{2.1} = 0.809 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.055 \\ M_2 = 0.06135 \end{cases} \text{ (Annexe III)}$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{99}{170} = 0.58$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{99}{210} = 0.47$$

$$G = 103.3 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35G = 139.45 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 0.055 \times 139.45 = 7.66 \text{ Nm}$$

$$M_{y1} = 0.06135 \times 139.45 = 8.55 \text{ KNm}$$

-Moment dû aux poids propre de la dalle

$$M_{x2} = 0.87 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = 0.682 \text{ KNm.}$$

-La superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.66 + 0.87 = 8.53 \text{ KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.55 + 0.682 = 9.232 \text{ KNm.}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec $h = 20 \text{ cm}$

-Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 \times 8.53 = 7.25 \text{ KNm.}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 9.232 = 7.48 \text{ KNm.}$$

-Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 9.232 = 2.769 \text{ KNm.}$$

Tableau III.26 : Tableau de ferrailage de le dalle de local des machines

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm^2)	A_a calculé (cm^2)	A_t adopté (cm^2)	A_a adopté (cm^2)
Sens xx	7.25	2.769	1.15	0.442	5HA8=2.51	5HA8=2.51
Sens yy	7.48	2.769	1.19	0.442	5HA8=2.51	5HA8=2.51

- Vérification de condition de non fragilité

Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

En travée : Sens xx : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh$

$$\Rightarrow A_x = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh = 0.0008 \times \left(\frac{3-1}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2.$$

Sens yy : $A_y \geq \rho_0 bh \Rightarrow A_y = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 bh = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2.$

En appui : $A_a \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh$

$$\Rightarrow A_a = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh = 1.6 \text{ cm}^2.$$

-Vérification au non poinçonnement

La condition de non poinçonnement est vérifier si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b} \text{BAEL91 (article V.3.c)}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

h : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u + v) = 396 \text{ cm}$$

$$q_u = 139.45 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 3.96 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 742.5 \text{ KN} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte tangentielle

-Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{139.45}{3 \times 0.99} = 46.95 \text{ KN.}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{q_u}{2v + u} = \frac{139.45}{3 \times 0.99} = 46.95 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{46.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.174} = 0.27 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

Diamètre maximum des barres :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = 2 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm}$$

-Espacement des armatures

Sens xx: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Sens yy: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

✚ **l'ELS :** ($\nu = 0.2$)

1) Les moments engendrés par le système de levage

$$q_{\text{ser}} = G = 72.3 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q_{\text{ser}} = (0.064 + 0.2 \times 0.0724) \times 103.3 = 8.106 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q_{\text{ser}} = 8.80 \text{ KNm.}$$

2) Les moments dus aux poids propre de la dalle

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.055 \times 7.1 \times 1.4^2 = 0.76 \text{ KNm.}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.6135 \times 0.76 = 0.469 \text{ KN.m}$$

3) La superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.106 + 0.76 = 8.866 \text{ KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.80 + 0.469 = 9.269 \text{ KNm.}$$

-Vérifications des contraintes

-Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 \times 8.866 = 7.53 \text{ KNm.}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 9.269 = 7.87 \text{ KNm}$$

-Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times 9.269 = 2.78 \text{ KNm.}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A + A') \times y - 15 \times (d \times A + d' \times A') = 0$; avec : $A' = 0$.

Calcul de I : $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A \times (d - y)^2 + A' \times (y - d')^2]$

Tableau III.27 : Résultats de calcul des contraintes.

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)
Travée	xx	7.53	2.51	3.26	9375.511	2.61
	yy	7.85	2.51	3.11	7715.16	3.16
Appui	/	2.78	2.51	3.26	9375.511	0.96

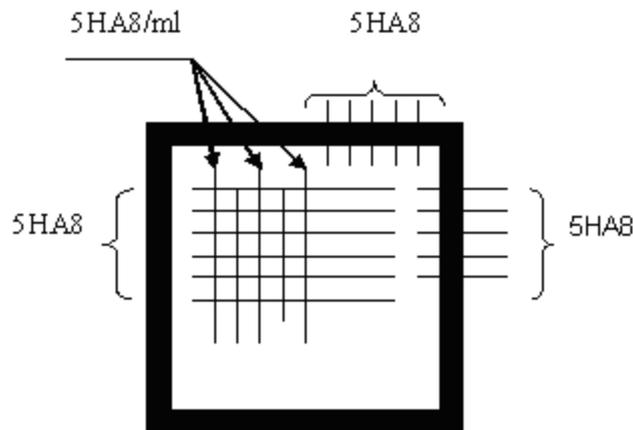


Figure.III.24 : schéma de ferrailage de la dalle du locale des machines.

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Notre structure présente un seul type d'escalier, ce dernier est à deux volées. Dans ce chapitre il a été procédé à son étude et son ferrailage.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrailage a été déterminé en respectant les règles. En dernier, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle de locale des machines.

I. INTRODUCTION

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

II. METHODES DE CALCUL

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) l'étude peut être menée suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes ;

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de la hauteur du bâtiment qui dépasse largement les 23m à côté du fait qu'elle soit irrégulière en plan et en élévation, se situe en zone IIa et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

III. ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

La méthode retenue pour l'analyse du comportement sismique de notre structure est la méthode d'analyse modale spectrale.

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Pour mener à bien la méthode de calcul par analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est demandé. Ainsi ; cette force sismique est calculée par la méthode statique équivalente.

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

➤ **Calcul de la force sismique totale** RPA99(Article 4.2.3)

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

Pour notre cas on a : groupe d'usage 2, zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$ selon le tableau 4.1 (RPA99/version2003).

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$.

- Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule 4.4 donnée au RPA :

$$Q = 1 + \sum_I^6 Pq$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir pour les deux sens (x et y) sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités Pq .

“ Critère q ”	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement		0.05
2- Redondance en plan		0.05
3- Régularité en plan		0.05
4- Régularité en élévation		0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	0	
6- Contrôles d'exécution	0	

$$Q_x = Q_y = 1.2$$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \text{ RPA99 (Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 (RPA99).

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est $\beta = 0.20$.

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel SAP2000 la valeur trouvé est :

$$W = 81462.235 \text{ KN}$$

- D : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante :

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

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

$$\xi = 8.5\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.81$$

T_1 et T_2 : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de sol, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S3.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$ tableau 4.7 (RPA99).

T : période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (art 4.2.4) suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 35.70m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0.05$.

$$T = 0.05 \times 35.70^{\frac{3}{4}} = 0.73s$$

$L_x = 31.15$ m ; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 20.00$ m ; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 35.70}{\sqrt{31.15}} = 0.57s$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 35.70}{\sqrt{20.00}} = 0.72s$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.57s$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.72s$$

$$0.5 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.57}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.85$$

$$0.5 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.72}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.58$$

Le RPA préconise de majorer la période fondamentale statique de 30% (art 4.2.4)

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.57 = 0.74s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.72 = 0.93s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.85 \times 1.20}{5} \times 81462.253 = 5425.38KN$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.58 \times 1.20}{5} \times 81462.253 = 4633.57KN$$

Par la méthode d'analyse modale spectrale, 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 établit grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Après calcul ; le spectre obtenu est représenté sur la figure (IV.1) représenté sous forme de courbe :

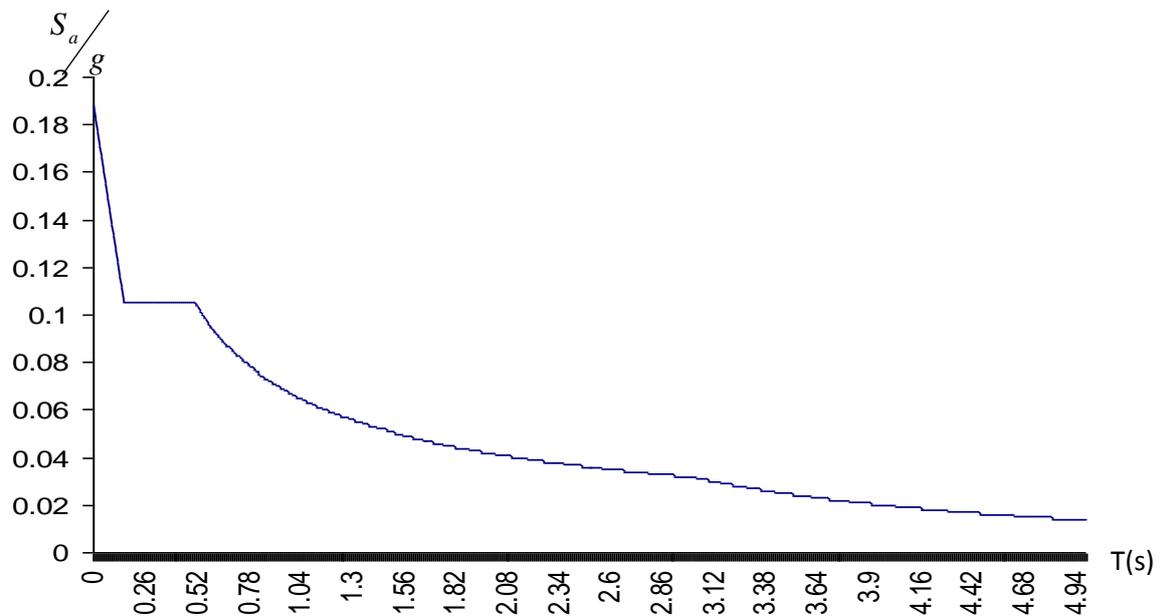


Figure IV.1 : Spectre de réponse

Notre structure sera modélisée à l'aide de logiciel SAP2000 version 14.2. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV. DISPOSITION DES VOILES

Le choix d'une disposition qui puisse répondre aux exigences du RPA est un vrai défi vu les contraintes architecturales. Nous avons commencé par étudier la proposition faite par le maître de l'œuvre donnée sur la figure IV.2.

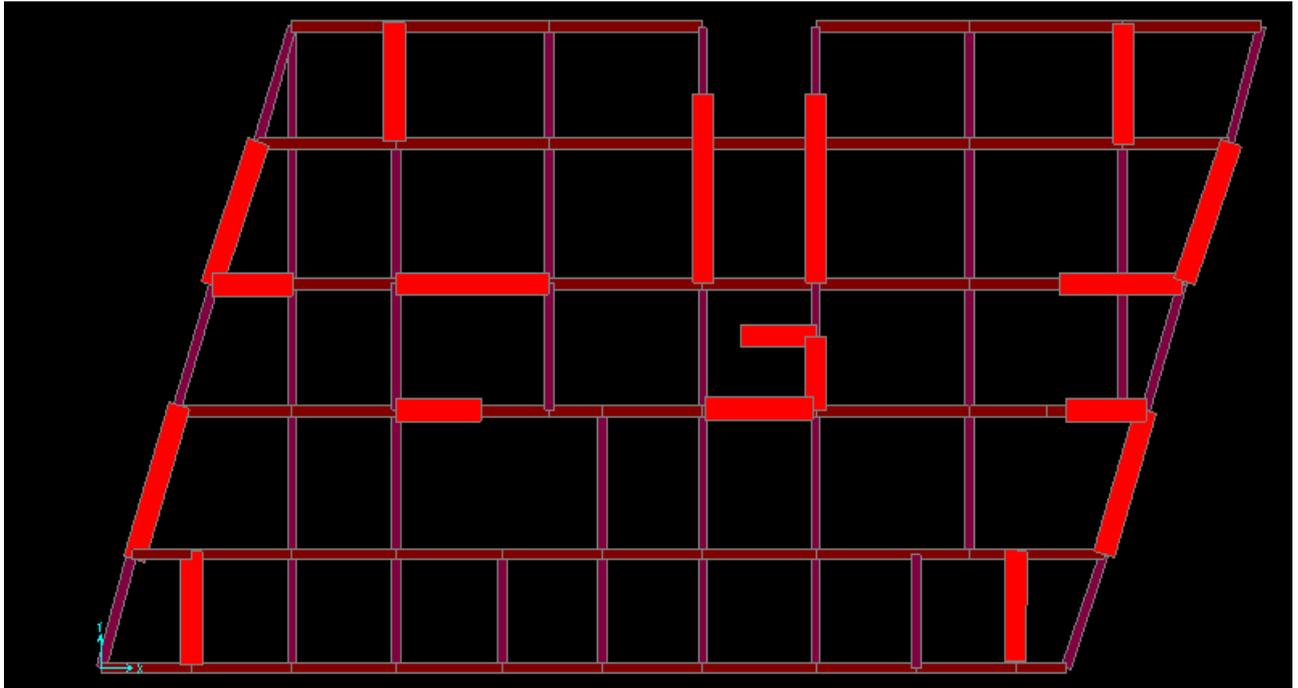
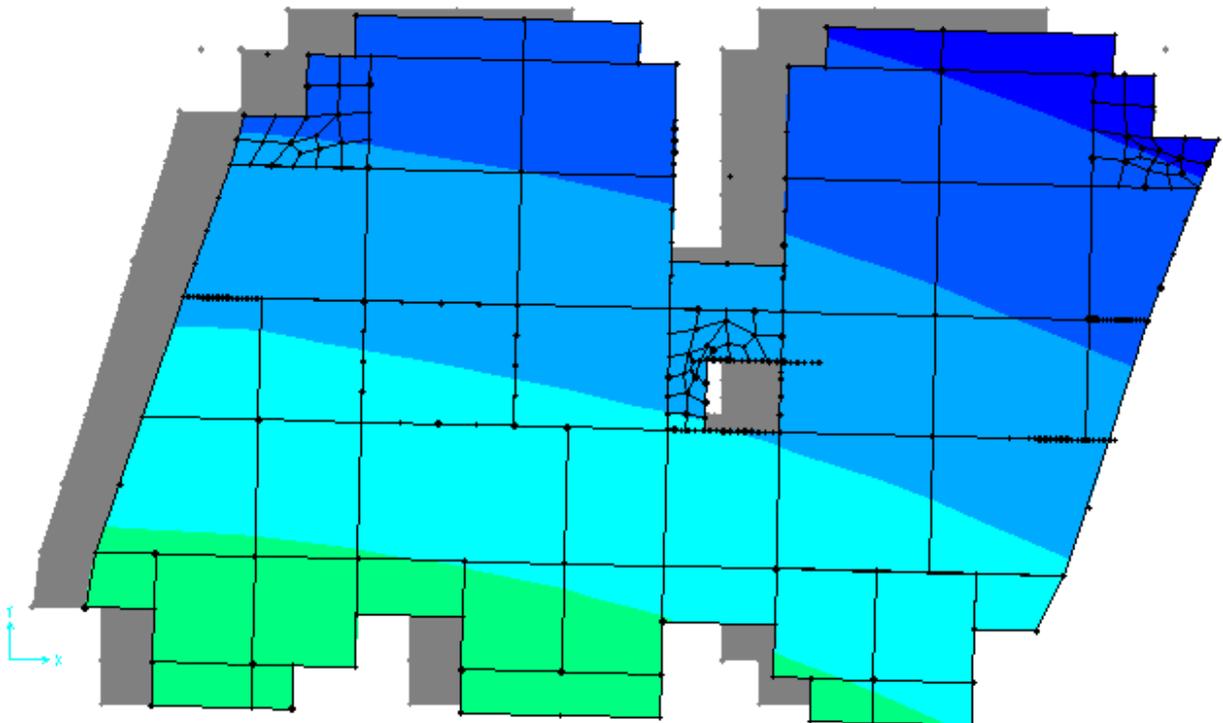
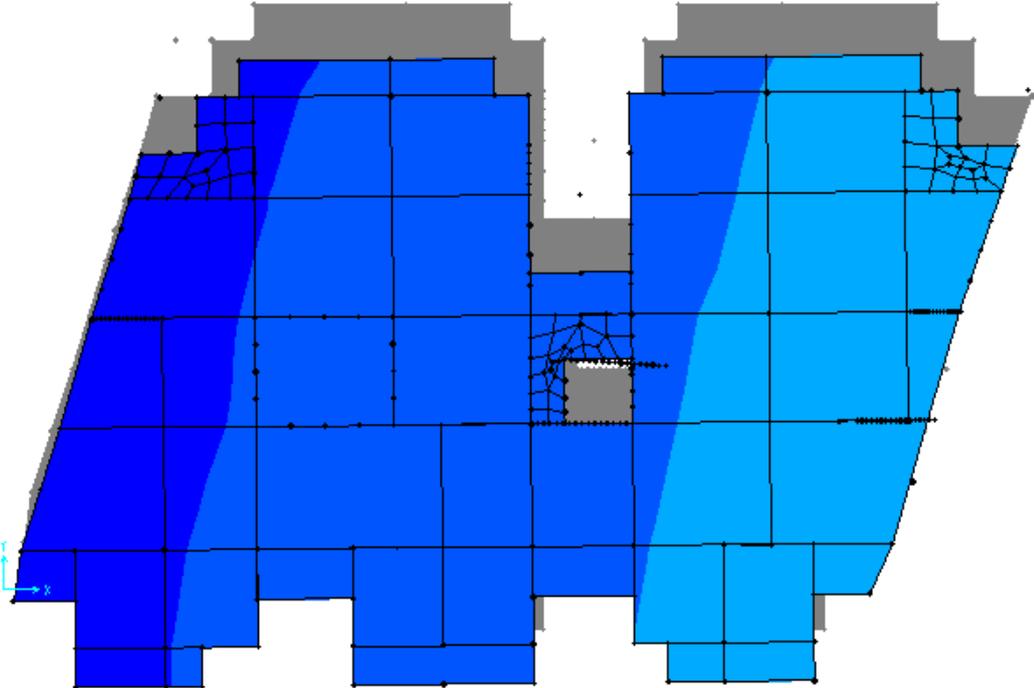


Figure IV.2 : Disposition des voiles

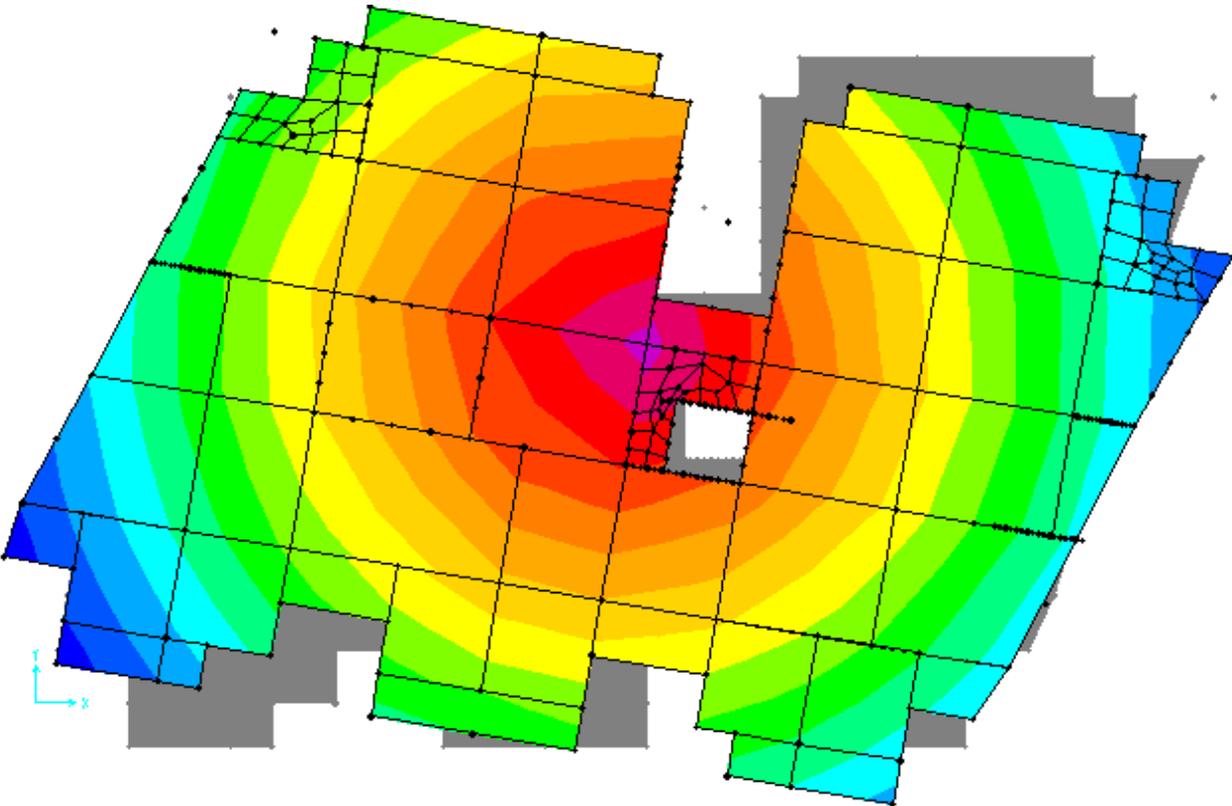
Mode 1 translation suivant X-X $T=0.702s$



Mode 2 translation suivant Y-Y T=0.68s



Mode 3 rotation autour Z-Z



V. VERIFICATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE

V.1. Mode de vibration et taux de participation des masses

Le RPA (art 4.3.4,a) exige que le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation soit comme suit :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.4 : Période de vibration et taux de participation massique

Mode	Période	Mode individuel (%)		Somme cumulée (%)	
	T(s)	UX	UY	UX	UY
1	0.70205	62.052	3.211	62.052	3.211
2	0.56409	0.459	43.754	62.511	46.965
3	0.52332	4.947	0.017647	67.459	64.612
4	0.191606	0.16931	0.684	84.39	65.296
5	0.142981	0.0002913	5.1	84.39	70.397
6	0.13526	0.0096	14.547	85.35	84.944
7	0.088223	6.792	0.237	92.144	85.19
8	0.086624	0.000042	0.0002102	92.148	85.19
9	0.084967	0.00000161	1.471E-08	92.148	86.752
10	0.084265	3.353E-08	0.00000124	92.148	90.607

Ces résultats montrent que la participation modale suivant la direction X atteint 90% lorsqu'on prend sept modes, et dans la direction Y elle atteint 90% lorsqu'on prend les dix premiers modes.

V.2. Vérification de la période

Le RPA (art 4.2.4) recommande que la période dynamique soit inférieure à celle calculé par la formule empirique majoré de 30% ;

$$T_{dy} = 0.702s < \begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.57 = 0.74s \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.72 = 0.93s \end{cases}$$

V.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_r obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente $V_{st,s}$, nous avons :

Tableau IV.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	5749.04	4599.232	7970.837	Vérifiée
Sens yy	4877.973	3902.378	6617.934	Vérifiée

On remarque que la condition est vérifiée suivant les deux sens x-x et y-y

V.4. Vérification de l'interaction voiles portiques

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

a) Sous charges verticales

Tableau IV.6 : Vérification de l'interaction sous charges verticales

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
2 ^{er} s/sol	74735.80	17475.94	81.04	18.95
1 ^{er} s/sol	43990.88	8666.38	83.54	16.45
RDC	34108.60	7016.09	82.93	17.06
1 ^{er} étage	30249.10	7864.60	83.76	16.23
2 ^{ème} étage	24883.78	5120.40	82.93	17.06
3 ^{ème} étage	19072.60	4025.71	82.57	17.42
4 ^{ème} étage	16278.45	3292.56	83.17	16.82
5 ^{ème} étage	13716.50	2087.47	83.17	16.83
6 ^{ème} étage	9453.45	1918.29	86.79	16.86
7 ^{ème} étage	6077.12	1266.94	82.74	17.52
8 ^{ème} étage	2590.83	535.72	82.86	17.13

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.7 :Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Niveaux	Sens x-x		Sens y-y	
	P (%)	V (%)	P (%)	V (%)
2 ^{ème} s/sol	47.61	52.38	36.25	63.74
1 ^{er} s/sol	49.23	50.76	29.17	70.82
RDC	46.84	53.15	24.94	75.05
1 ^{er} étage	67.44	32.55	39.83	60.16
2 ^{ème} étage	68.09	31.90	41.72	58.27
3 ^{ème} étage	71.28	28.71	42.23	57.76
4 ^{ème} étage	70.49	29.50	40.74	59.25
5 ^{ème} étage	83.49	16.50	54.00	46.00
6 ^{ème} étage	80.68	19.31	48.75	51.04
7 ^{ème} étage	89.31	10.68	60.35	39.64
8 ^{ème} étage	84.59	15.40	72.50	27.49

Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontale.

V.5. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (art 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$\text{(Formule 7.2)} \quad \nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normale 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

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci à été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Tableau IV.8 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	B _c (cm ²)	N (KN)	Nrd	Remarque
1er et 2 ^{ème} s/sol	65*65	3602.955	0.27	vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	60*60	1152.71	0.10	vérifiée
2.3 ^{ème} étage	55*55	651.171	0.06	vérifiée
4.5 ^{ème} étage	50*50	405.914	0.05	vérifiée
6.7 ^{ème} étage	45*45	239.02	0.04	vérifiée
8 ^{ème} étage	40*40	59.663	0.01	vérifiée

On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

V.6.Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage

C à d $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles}$$

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements pour le sens xx.

<i>Sens x x</i>						
Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{(\%)h_k}$
35.70	0.9	0.25	9.255	0.905	408	0.2218
32.64	0.8	0.04	7.14	1.115	306	0.3644
29.58	0.7	0.045	6.915	1.225	408	0.3003
26.52	0.6	0.005	5.615	1.30	306	0.4248
23.36	0.5	0.005	5.25	1.365	306	0.4461
20.40	0.4	0.01	2.53	1.39	306	0.4542
17.34	0.3	0.015	1.03	1.39	306	0.4542
14.28	0.2	0.02	1	1.31	306	0.4281
11.22	0.1	0.025	0.5	1.19	306	0.3888
7.14	0.1	0.03	0.25	0.99	306	0.3235
4.08	0.05	0.035	0.00	0.98	306	0.3202

Tableau IV.10 : Vérification des déplacements pour le sens yy

Sens y y						
Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{(\%)h_k}$
35.70	3.059	15.295	14.23	1.065	408	0.3480
32.64	2.846	14.23	12.955	1.275	306	0.4166
29.58	2.599	12.955	11.63	1.325	408	0.4330
26.52	2.326	11.63	10.21	1.420	306	0.4640
23.36	2.042	10.21	8.7	1.510	306	0.4934
20.40	1.740	8.7	7.14	1.560	306	0.5098
17.34	1.428	7.14	5.55	1.590	306	0.5196
14.28	1.110	5.55	4.01	1.540	306	0.5032
11.22	0.802	4.01	2.57	1.440	306	0.4706
7.14	0.514	2.57	1.325	1.245	306	0.4068
4.08	0.265	1.325	0.00	1.325	306	0.4330

On voit bien à travers ces deux tableaux que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

V.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (RPA99/version 2003(Art 5.9))

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ;

$$\text{avec : } p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Tableau IV.11 :Vérification à L'effet P- Δ .

Hauteur (m)	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
35.70	408	2852.305	0.905	853.431	0.0168	1.065	672.47	0.0194
32.64	306	6552.798	1.115	1009.615	0.0317	1.275	764.99	0.0387
29.58	408	10093.188	1.225	1157.79	0.0438	1.325	1000.14	0.0456
26.52	306	13998.632	1.30	1348.24	0.0497	1.420	1290.54	0.0552
23.36	306	17327.541	1.365	1568.43	0.0604	1.510	1548.70	0.0642
20.40	306	20528.19	1.39	1724.40	0.0668	1.560	1785.37	0.0724
17.34	306	26725.936	1.39	1902.73	0.0744	1.590	2042.80	0.0793
14.28	306	32244.09	1.31	2039.91	0.0747	1.540	2122.33	0.0844
11.22	306	36918.37	1.19	2107.91	0.0765	1.440	2314	0.0844
7.14	306	46765.55	0.99	2255.75	0.0679	1.245	2468.75	0.0780
4.08	306	81462.253	0.98	2479.41	0.0429	1.325	2491.90	0.0494

D'après les résultats obtenus dans ce tableau, les effets P- Δ peuvent être négligés.

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique. En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique, effet P- Δ et effort normal réduit).

I. INTRODUCTION

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

II. ETUDE DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissants en tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

II.1. Recommandations du RPA99

a) Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone IIa
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % de la section du poteau en zone courante.
 - 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est $l_r = 40\phi$ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1 :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

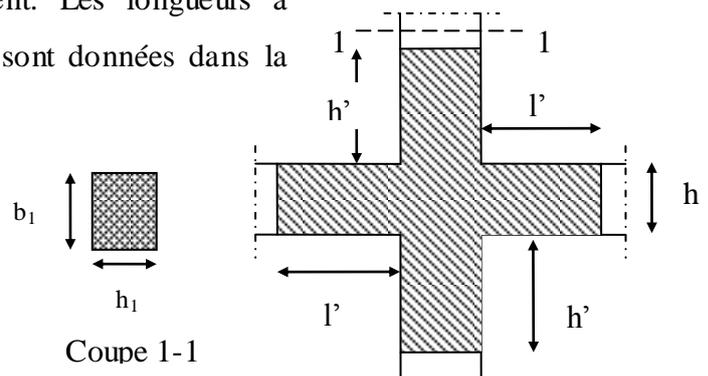


Figure.V.1 : zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
1 et 2 s/sol	65 × 65	33.80	16.90	25.35
RDC et 1 ^{ème} étage	60 × 60	28.80	14.40	21.60
2 et 3 ^{ème} étage	55 × 55	24.20	12.10	18.15
4 et 5 ^{ème} étage	50 × 50	20.00	10.00	15.00
6 et 7 ^{ème} étage	45 × 45	16.20	8.10	12.15
8 ^{ème} étage	40 × 40	16.00	8.00	12.00

b) Armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)} \quad \text{Avec :}$$

V_u : 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 : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$
- Dans la zone courante : $t \leq 15 \phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

- $A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right); \text{ Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la}$$

direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

II.2. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux

Niveau	N _{max} → M _{cor}			M _{max} → N _{cor}			N _{min} → M _{cor}			V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	combi naison N°	M (KN.m)	N (KN)	Com N°	N (KN)	M (KN.m)	com	
1 et 2 s/sol	3549.04	21.82	ELU	150.98	3347.0 4	8	72.292	9.784	7	170.135
RDC et 1 ^{ème} étage	1739.36	2.75	ELU	71.59	9.17	8	13.225	21.65	8	82.03
2 et 3 ^{ème} étages	1184.17	8.08	ELU	57.88	8.54	8	11.89	21.06	8	74.40
4 et 5 ^{ème} étages	851.8	7.54	ELU	43.13	387.36	8	10.11	15.40	8	61.20
6 et 7 ^{ème} étages	464.03	8.92	ELU	35.05	179.09	8	10.00	13.90	8	48.02
8 ^{ème} étage	181.25	9.96	ELU	43.196	85.10	9	2.10	3.63	9	32.65

II.3. Ferrailage des poteaux

a) Armatures longitudinales

Le ferrailage des poteaux se fait dans les deux plans et selon la combinaison la plus défavorable, les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	Acal	A _{RPA}	A _{adop}	Barres
1 et 2 s/sol	65*65	3549.03	21.81	5.34	33.80	37.49	8HA20+8HA14
		72.30	9.78	2.23			
		3347.04	150.98	9.87			
RDC et 1 ^{ème} étage	60*60	1739.36	2.75	1.53	27.80	28.65	4HA20+8HA16
		71.59	9.17	2.20			
		13.225	21.65	5.30			
2 et 3 ^{ème} étage	55*55	1184.17	8.08	2.10	24.20	24.89	4HA20+8HA14
		57.88	8.54	2.15			
		11.89	21.06	5.05			
4 et 5 ^{ème} étage	50*50	851.8	7.54	1.54	20.00	20.36	4HA20+8HA14
		387.36	43.13	10.75			
		10.11	15.40	4.43			
6 et 7 ^{ème} étage	45*45	464.03	8.92	2.15	16.20	17.28	4HA16+6HA14
		10.0	13.90	3.42			
		179.09	35.05	9.02			
8 ^{ème} étage	40*40	181.25	9.96	2.25	16.00	17.28	4HA16+6HA14
		2.10	3.63	1.60			
		85.10	43.196	10.84			

b) Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau V.4 : Armatures transversales des poteaux

Section (cm ²)	\varnothing_{\min} (cm)	l _f (m)	λ_g	V _u	t zone nodale (cm)	t zone courante (cm)	A _t (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	A _t ^{opt} (cm ²)	N ^{bre} de barres
65*65	1.4	2.85	4.39	170.35	10	15	2.45	2.92	7.92	7HA12
65*65	1.4	2.142	3.29	170.35	10	15	2.45	2.92	7.92	7HA12
60*60	1.6	2.856	4.76	82.03	10	15	1.28	2.7	4.52	4HA12
60*60	1.6	2.142	3.57	82.03	10	15	1.28	2.7	4.52	4HA12
55*55	1.4	2.142	3.89	74.40	10	15	1.27	2.47	4.52	4HA12
50*50	1.4	2.142	4.28	61.20	10	15	1.15	2.25	4.52	4HA12
45*45	1.4	2.142	4.76	48.02	10	15	1	2.02	3.83	2HA12+

										2HA 10
40*40	1.4	2.142	5.35	32.65	10	15	0.76	1.8	3.14	4HA10

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la

condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $\phi_t \geq \frac{25}{3} = 8.33\text{mm}$.

II. 4. Vérification

a) Vérification au flambement :

Selon BAEL91, (art 4.4.1) : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et le plus élancé à chaque niveau.

Critère de la stabilité de forme :

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

$$N_{\max} \leq N_u = \alpha * \left[\frac{B r^* f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right] \quad (\text{BAEL91 art B.8.4, 1})$$

Avec : B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ_g .

A_s : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right. \quad \text{Tel que : } \lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec } i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$$

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

D'où : $\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b}$ avec l_f : longueur de flambement

Avec : $l_f = 0.7 \times l_0$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) \text{ avec : } \begin{cases} a : \text{ largeur de la section nette} \\ b : \text{ hauteur de la section nette} \end{cases}$$

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :
Tableau V.6 : Vérification du flambement des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{ul} (KN)	N _{max} (KN)
2 ^{ème} s/sol	65*65	4.08	2.856	15.20	0.819	37.49	3969	70876.2	3549.03
1 ^{er} s/sol	65*65	3.06	2.142	11.40	0.832	37.49	3969	70876.2	3549.03
RDC	60*60	4.08	2.856	16.47	0.813	28.65	3364	6121.58	1739.36
1 ^{ère} étage	60*60	3.06	2.142	12.35	0.829	28.65	3364	6121.58	1739.36
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	55*55	3.06	2.142	13.47	0.825	24.89	2809	50057.6	1184.17
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	50*50	3.06	2.142	14.82	0.820	20.36	2304	40793.7	851.80
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étages	45*45	3.06	2.142	16.46	0.813	17.28	1849	32724.2	464.03
8 ^{ème} étage	40*40	3.06	2.142	18.52	0.804	17.28	1444	26331.9	181.25

On voit bien que N_{max} < N_u pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ Et } d = 0.9 \times h$$

$$S = B = b \times h + 15 \times A_s$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

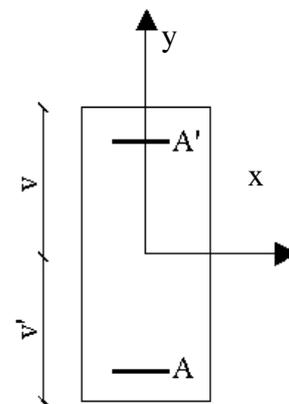


Figure V.2 :Section d'un poteau

Tableau V.7 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	ν (cm)	ν' (cm)	I_{gg} (m ⁴)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
1 ^{er} , 2 ^{ème} s/sol	65*65	58.5	37.49	40.28	24.71	0.0191	2628.91	36.11	6.97	15
RDC, 1 ^{ère} étage	60*60	54	28.65	36.44	23.56	0.0136	1288.41	35.29	4.51	15
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	55*55	49.5	24.89	33.60	21.40	0.0096	951.24	30.70	4.199	15
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	50*50	45	20.36	30.50	19.50	0.0066	630.69	26.95	3.87	15
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étages	45*45	40.5	17.28	27.68	17.32	0.0043	343.72	23.27	2.45	15
8 ^{ème} étage	40*40	36	17.28	25.83	14.17	0.0029	134.26	18.8	1.73	15

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c) Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA99/version2003 (Art7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Vérification des sollicitations tangentes

Niveaux	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)
2 ^{ème} s/sol	65*65	2.856	4.39	0.075	58.5	170.135	0.447	1.875
1 ^{er} s/sol	65*65	2.142	3.29	0.075	58.5	170.135	0.447	1.875
RDC	60*60	2.856	4.76	0.075	54	82.03	0.025	1.875
1 ^{ère} étage	60*60	2.142	3.57	0.075	54	82.03	0.025	1.875
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	55*55	2.142	3.89	0.075	49.5	74.40	0.027	1.875
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	50*50	2.142	4.28	0.075	45	61.20	0.027	1.875

6 ^{ème} , 7 ^{ème} étages	45*45	2.142	4.76	0.075	40.5	48.02	0.026	1.875
8 ^{ème} étage	40*40	2.142	5.35	0.04	36	32.65	0.022	1.000

II.5. Dispositions constructives

▪ Longueur des crochets des armatures transversales

$$L = 10 \times \phi_t$$

$$\phi_t = 10\text{cm} \rightarrow L = 10\text{cm}$$

$$\phi_t = 12\text{cm} \rightarrow L = 12\text{cm}$$

$$\phi_t = 14\text{cm} \rightarrow L = 14\text{cm}$$

▪ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 25\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2.5 = 100\text{cm}.$$

$$\text{On adopte : } L_r = 100\text{cm}.$$

$$\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2.0$$

$$\text{On adopte : } L_r = 80\text{cm}.$$

$$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70\text{cm}.$$

$$\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60\text{cm}.$$

▪ Détermination de la zone nodale

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

Les dimensions de la zone nodale sont données comme suit :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2h$$

Pour les paramètres (h') et (l') voir paragraphe (II.1.a).

- 1^{ère}s/sol :

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

$$h' = \max (62 ; 65 ; 65 ; 60 \text{ cm}) = 65 \text{ cm}$$

- 2^{ème} s/sol :

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

$$h' = \max (45 ; 65 ; 65 ; 60 \text{ cm}) = 65 \text{ cm}$$

- RDC :

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

$$h' = \max (62 ; 60 ; 60 ; 60 \text{ cm}) = 62 \text{ cm}$$

- 1^{ère} étage :

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

$$h' = \max (45 ; 60 ; 60 ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$$

- 2^{ème} 3^{ème} étages :

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

$$h' = \max (45 ; 55 ; 55 ; 60 \text{ cm}) = 55 \text{ cm}$$

- 4, 5^{ème} étages :

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

$$h' = \max (45 ; 50 ; 50 ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$$

- 6, 7^{ème} étages :

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

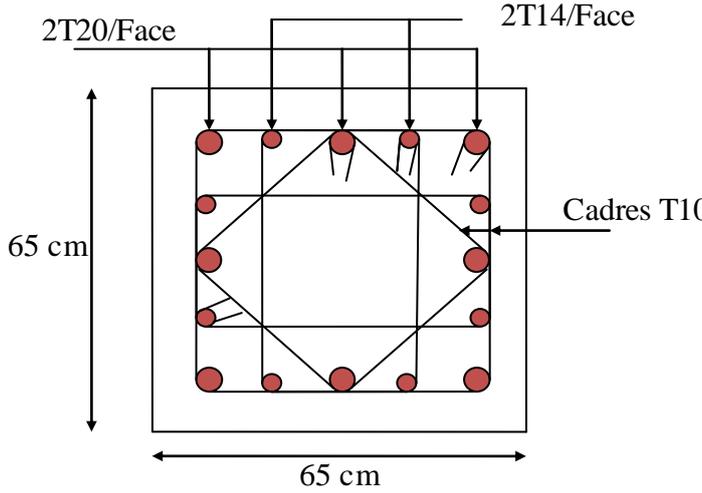
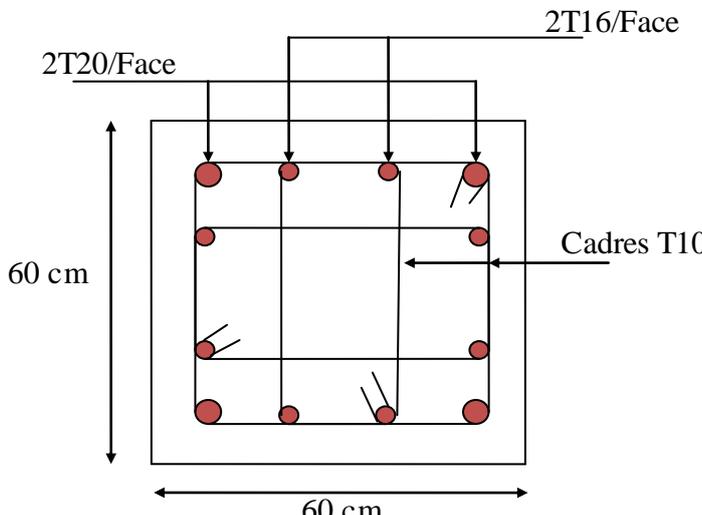
$$h' = \max (45 ; 45 ; 45 ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$$

- 8^{ème} étage :

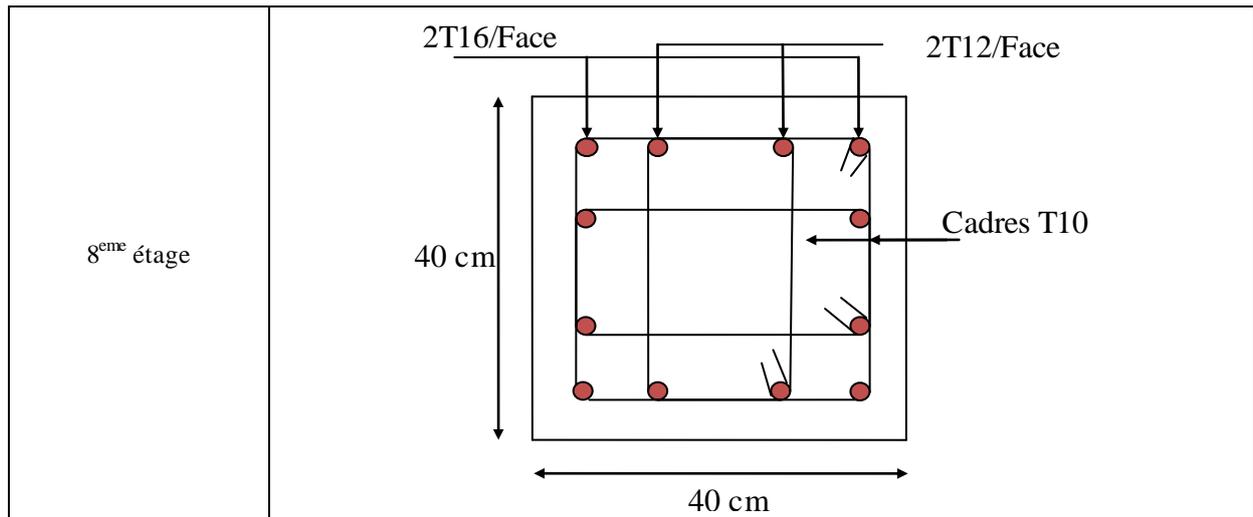
$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

$$h' = \max (45 ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$$

Tableau.5.16.Ferraillage des sections des poteaux

Niveau	Schéma de ferraillage des poteaux
Sous-sol	 <p>2T20/Face</p> <p>2T14/Face</p> <p>65 cm</p> <p>65 cm</p> <p>Cadres T10</p>
RD et 1 ^{ère} étage	 <p>2T20/Face</p> <p>2T16/Face</p> <p>60 cm</p> <p>60 cm</p> <p>Cadres T10</p>

<p>2^{ème}, 3^{ème} étages</p>	<p>2T20/Face</p> <p>2T16/Face</p> <p>55 cm</p> <p>55 cm</p> <p>Cadres T10</p>
<p>4^{ème}, 5^{ème} étages</p>	<p>2T16 /Face</p> <p>2T14/Face</p> <p>50 cm</p> <p>50 cm</p> <p>Cadres T10</p>
<p>6^{ème}, 7^{ème} étages</p>	<p>2T16/Face</p> <p>2T12/Face</p> <p>45 cm</p> <p>45 cm</p> <p>Cadres T10</p>



III. ETUDE DES POUTRES

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment renversant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/version 2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version 2003 suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ G + Q \\ G + Q - E \\ G + Q + E \\ 0.8 \times G + E \\ 0.8 \times G - E \end{array} \right\} \text{RPA99/version 2003 (Art 5.2)}$$

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (40x45),
- poutres secondaires (35x40).

III.1. Recommandation du RPA 99/V2003

a) Coffrage

- Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{cases} \quad \text{RPA99 (Art 7.5.1)}$$

b) Ferrailage RPA99 (Art 7.5.2)

- Les armatures longitudinales

➤ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.

➤ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$4\% b \times h$ En zone courante.

$6\% b \times h$ En zone de recouvrement.

➤ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

➤ La longueur minimale des recouvrements est de :

40ϕ En zone IIa.

avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

➤ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.9, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

➤ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

➤ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

➤ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous:

Tableau V.9: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA.

Types de poutres	Section (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement	A _{min} (cm ²)
principale	40x45	56	84	7
secondaire	35x40	42	63	5.25

armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre

- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

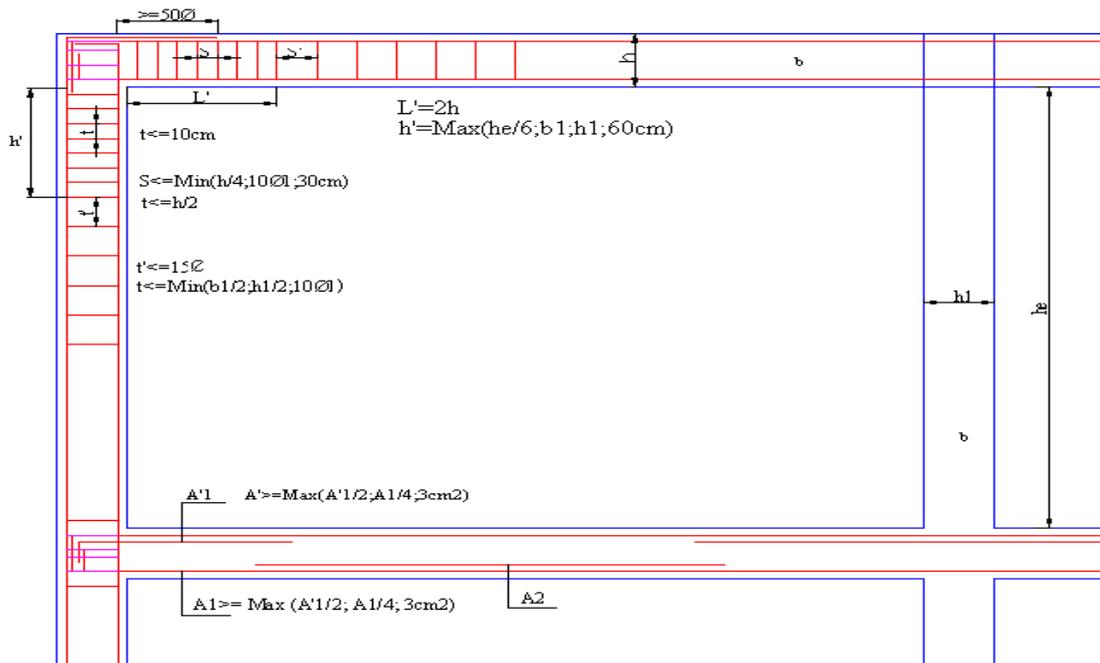


Figure V.9 : Dispositions constructives des portiques

III.2. Ferrailage des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

a) Armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du SAP2000. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{min}) du RPA.

Les Résultats de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.10: Ferrailage des poutres

Type de poutres	Section (cm ²)	Localisation		A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	L _r (cm)
Principale	40×45	Appui	4.25	7	7	3HA14=4.62	80
		Travée	4.23			3HA14=4.62	80
Secondaire	35×40	Appui	4.26	5.25	5.25	3HA14=4.62	56
		Travée	3.35			3HA12=3.39	56

L_r : longueur de recouvrement.

b) Armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91}$$

- **Poutres principales** $\phi \leq \min\left(2; \frac{45}{35}; \frac{40}{10}\right) = \min(2; 1.28, 4)$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Poutres secondaires** $\phi \leq \min\left(1.4; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.4; 1.14.; 3.5.)$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA99/version 2003(art 7.5.2.2) :

- Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}\right)$,

Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(11.25; 16.8\text{cm}, 30\text{cm})$ Soit : $S_t = 10\text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(10\text{cm}; 14.4\text{cm}, 30\text{cm})$ Soit : $S_t = 10\text{ cm}$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{cm}$; Soit : $S_t = 15\text{cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 15\text{cm}$; Soit : $S_t = 15\text{cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8\text{cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.57\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3. Vérifications

A) A ELU

1) Condition de non fragilité

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56\text{cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2) Contrainte tangentielle maximale

Vérification de l'effort tranchant : $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

Tableau V.11 : Vérification de l'effort tranchant

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	179.04	1.04	3.25	Vérifiée
Poutres secondaires	207.33	1.78	3.25	Vérifiée

3) Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

➤ Terrasse

Poutres principales

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [179.04 - \frac{106.58}{0.9 \times 0.43}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -0.13 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 179.04 \times 10^{-3}}{400} = 0.51 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [207.33 - \frac{45.177}{0.9 \times 0.37}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq 0.02 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire.

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 207.33 \times 10^{-3}}{400} = 4.87 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

B) À PELS

1) L'Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

2) État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Vérification de la contrainte limite de béton

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	-54.82	142396.61	17.87	6.87	15
	Travées	39.87	142396.61	17.87	5.00	15
Poutres secondaires	Appuis	-75.34	79897.68	15.51	14.62	15
	Travées	37.04	79897.68	15.51	7.19	15

3) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le BAEL91, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Poutres principales

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{490} = 0.091 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.091 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{34.31}{10 \times 84.69} = 0.04 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{7 \times 10^{-4}}{0.40 \times 0.43} = 0.004 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.06 \text{ Condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Poutres secondaires

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{440} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.09 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{9.9}{10 \times 12.11} = 0.08 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{5.25 \times 10^{-4}}{0.35 \times 0.37} = 0.004 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.06 \text{ Condition vérifiée}$$

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

C) Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Article 7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

1) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \text{ Avec : } z = 0.85 \times h$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.13 : Moment résistant dans les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Z(m)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
1 ^{er} 2 ^{èmes} /sol	65*65	0.5525	37.49	720.82
RDC. 1 ^{ere} étage	60*60	0.5100	28.65	508.48
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	55*55	0.4675	24.89	403.37
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	50*50	0.4250	20.36	301.12
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étages	45*45	0.3825	17.28	230.01
8 ^{ème} étage	40*40	0.3400	17.28	204.45

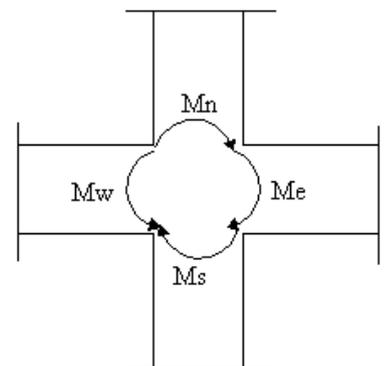


Figure V.10 : La zone nodale

2) Détermination du moment résistant dans les poutres

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.14 : Vérification des zones nodales

Niveau	Sens	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1.25 \times (M_w + M_e)$
1 ^{er} 2 ^{èmes} /sol	Sens xx	125.38	125.38	313.45
	Sens yy	94.77	94.77	236.93
RDC. 1 ^{ère} étage	Sens xx	125.38	125.38	313.45
	Sens yy	94.77	94.77	236.93
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	Sens xx	125.38	125.38	313.45
	Sens yy	94.77	94.77	236.93
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	Sens xx	125.38	125.38	313.45
	Sens yy	94.77	94.77	236.93
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étages	Sens xx	125.38	125.38	313.45
	Sens yy	94.77	94.77	236.93
8 ^{ème} étage	Sens yy	125.38	125.38	313.45
	Sens xx	94.77	94.77	236.93

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

III.4. Schémas de ferrailage des poutres

Comme exemple de ferrailage, on va prendre les poutres secondaires. Le même ferrailage sera adopté pour les autres types de poutres.

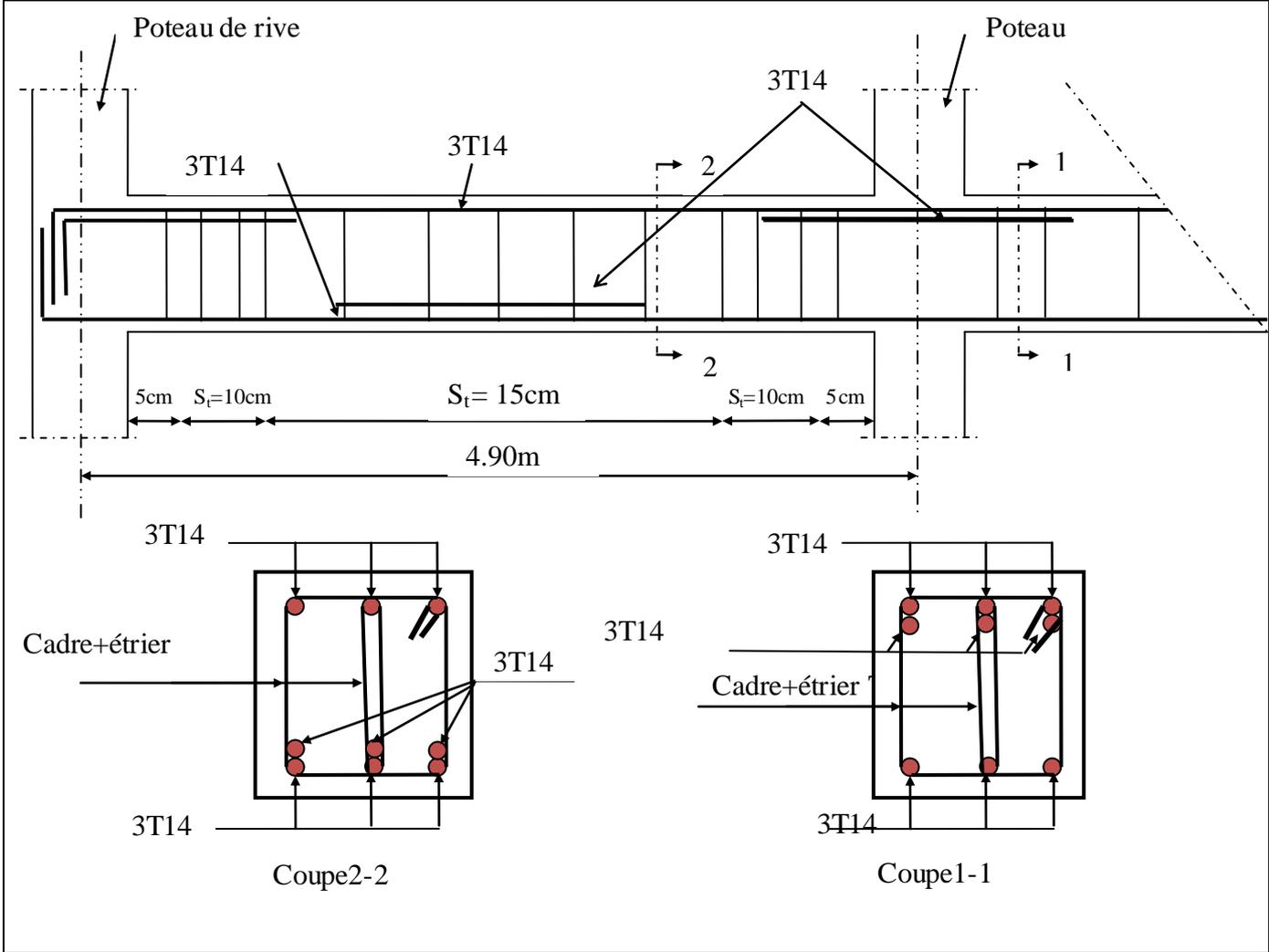


Figure V.11 :Schéma de ferrailage des poutres principales.

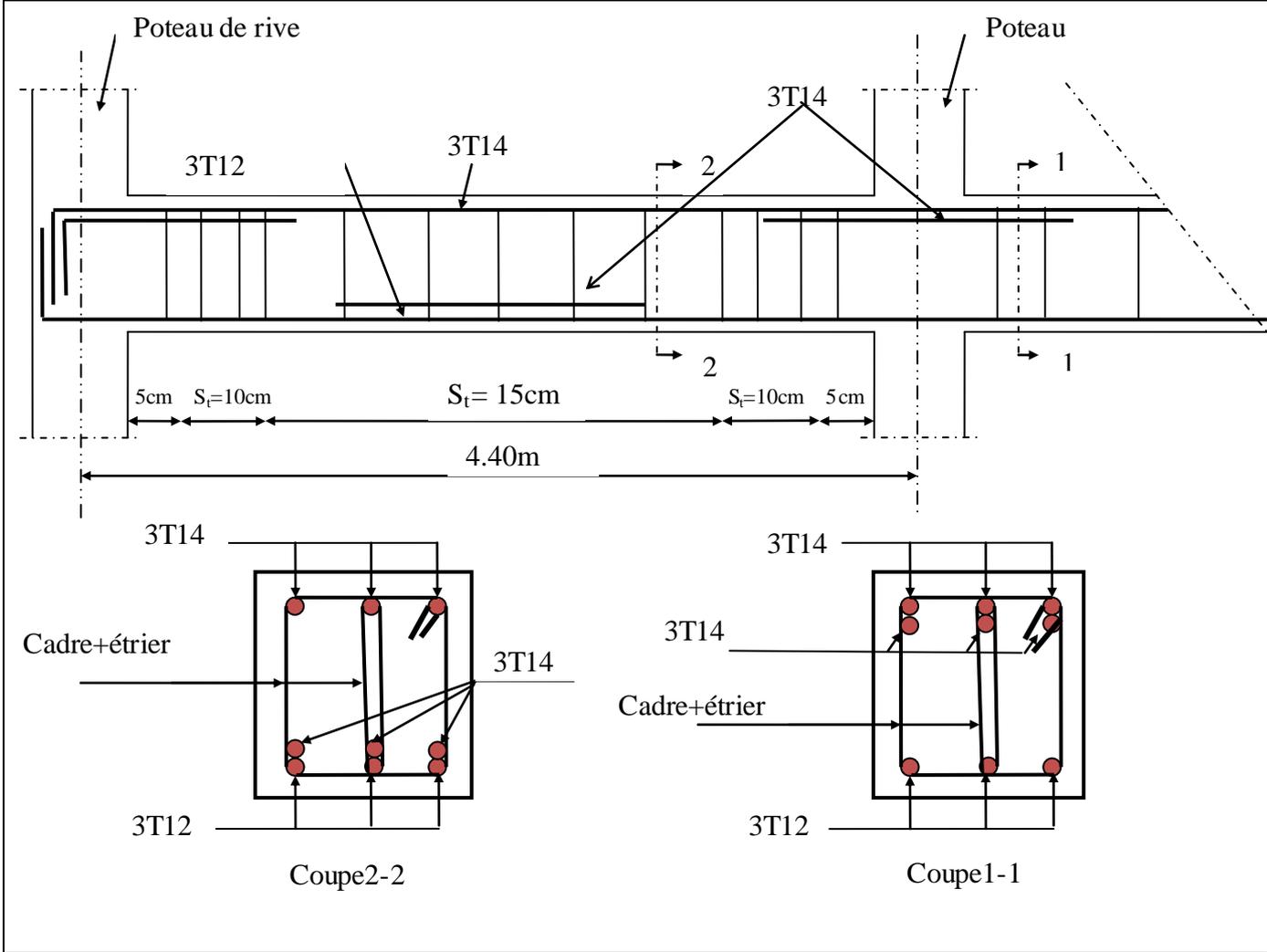


Figure V.11 :Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

IV. ETUDE DES VOILES

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastré à sa base, il est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant. On peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivantes :

- ELU.
- $G+Q\pm E$.
- $0.8G\pm E$.

IV.1. Recommandation du RPA

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

a) Armatures verticales

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

c) Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1 m^2 au moins.

d) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0.15\% b \times h \dots\dots\dots \text{dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% b \times h \dots\dots\dots \text{dans la zone courante.}$$

- $\phi_t \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement : $S_t = \min(1.5 \times e; 30\text{ cm})$. ;

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

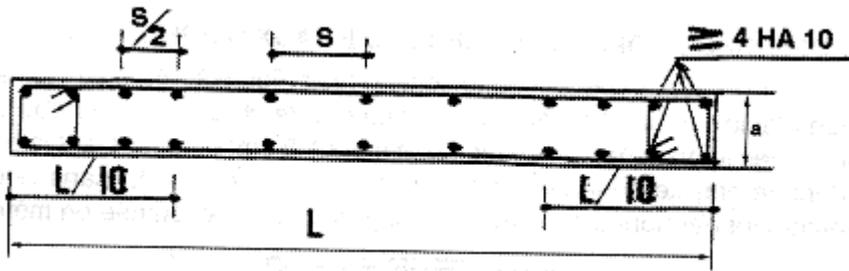


Fig. 7.13 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

IV.2. Le ferrailage

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section

(e x L) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{max} \rightarrow N$ correspondant

$d = 0.9 L ; \quad d' = 0.1 L$

$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times L \times e$

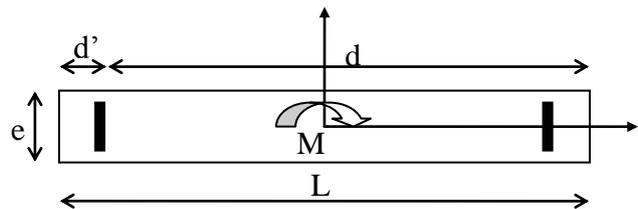


Fig. V.12 : Schéma d'un voile plein

• **Armatures horizontales :**

On fixe St et on calcule A_t avec la formule suivante :

$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K=0 \text{ (pas reprise de bétonnage) ; } \alpha = 90^\circ$

$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$

$\tau_u = \frac{1.4 \times v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$

$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times St$

• **La longueur de recouvrement :**

$L_r = \begin{cases} 40\Phi & \dots\dots\dots\text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\Phi L_r & \dots\dots\dots\text{zone comprime sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$

- **Diamètres des barres :**

$\phi < e/10$ zone courante.

- **Espacement des barres horizontales et verticales :**

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

Av cal /face: Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

Av min/face : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

Av adop/face : Section d'armature verticale adoptée par face.

N^{barre}/face: nombre de barres adoptées par face.

S_t : Espacement (il ya deux espacements l'un aux deux extrémités du voile sur une

longueur

L/10 et l'autre au milieu du voile).

Ah min/face/ml : Section d'armature horizontale minimale pour 1 mètre linéaire.

Ah cal/face/ml: Section d'armature horizontale pour 1 mètre linéaire.

Ah adop/face: Section d'armature horizontale adoptée pour 1 mètre linéaire.

N^{barre}/face/ml : nombre de barres adoptées pour 1 mètre linéaire.

Voile 1^{er}, 2^{ème}s/sol, RDC, 1^{er} étage:

Tableau V.15 : Résultats de ferrailage du voile 1^{er}, 2^{ème}s/sol, RDC, 1^{er} étage

Niveau	1 ^{er} , 2 ^{ème} s/sol, RDC, 1 ^{er} étage
L (cm)	490
e (cm)	30
M (KN.m)	25649.833
N (KN)	9951.156
V(KN)	3383.486
τ_U Mpa	0.358
Av cal /face (cm ²)	22.05

Av min/face (cm ²)		3.50
Av adop/face (cm ²)		24.44
N ^{barre} /face		10HA14+8HA12
S _t (cm)	extrémité	10
	Milieu	20
Ah cal/face/ml (cm ²)		0.9
Ah min/face/ml (cm ²)		0.67
Ah adop/face (cm ²)		2.01
N ^{barre} /face/ml		4HA8
S _t (cm)		25

Voile 2^{ème}.3^{ème}.4^{ème}.5^{ème}

Tableau V.16 : Résultats de ferrailage du voile 2^{ème}.3^{ème}.4^{ème}.5^{ème}

Niveau		2 ^{ème} .3 ^{ème} .4 ^{ème} .5 ^{ème}
L (cm)		490
e (cm)		25
M (KN.m)		121.58
N (KN)		51.72
V(KN)		849.742
τ_U Mpa		0.358
Av cal /face (cm ²)		22.05
Av min/face (cm ²)		3.50
Av adop/face (cm ²)		24.44
N ^{barre} /face		10HA14+8HA12
S _t (cm)	10	10
	20	20
Ah cal/face/ml (cm ²)		0.9
Ah min/face/ml (cm ²)		0.67
Ah adop/face (cm ²)		2.01
N ^{barre} /face/ml		4HA8
S _t (cm)		25

Voile 6^{ème}.7^{ème}.8^{ème}:

Tableau V.17 : Résultats de ferrailage du voile 6^{ème}.7^{ème}.8^{ème}

Niveau	6 ^{ème} .7 ^{ème} .8 ^{ème}	
L (cm)	4.90	
e (cm)	20	
M (KN.m)	4146.05	
N (KN)	2628.71	
V(KN)	346.143	
τ_v Mpa	0.044	
Av cal/face (cm ²)	18.37	
Av min/face (cm ²)	0.58	
Av adop/face (cm ²)	19.10	
N ^{barre} /face	8HA14+6HA12	
S _t (cm)	extrémité	10
	Milieu	20
Ah cal/face/ml (cm ²)	0.07	
Ah min/face/ml (cm ²)	0.75	
Ah adop/face (cm ²)	2.01	
N ^{barre} /face/ml	4HA8	
S _t (cm)	25	

VI.3. Schémas de ferrailage

On prend comme exemple de ferrailage le voile 1^e.2^{ème}s/sol,RDC,1^{er} étage
 (L × e = 490 × 30cm²):

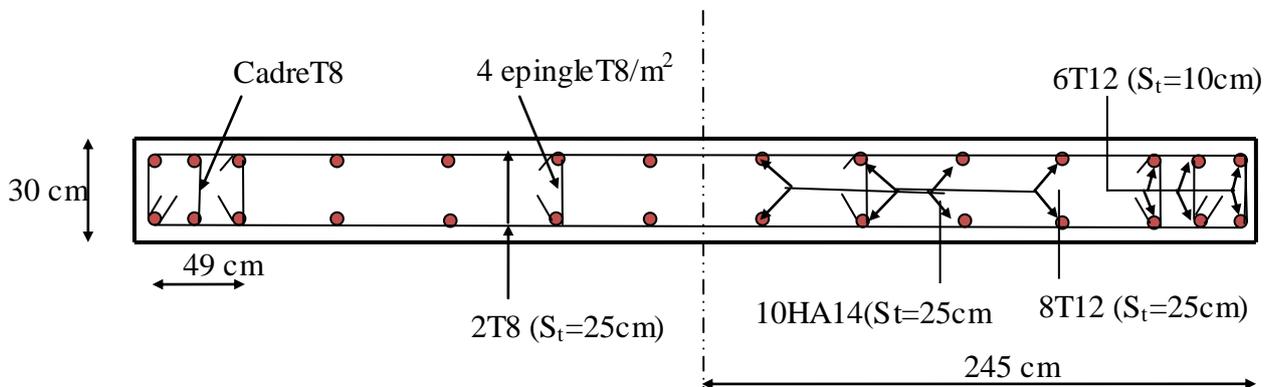


Figure. V.13 :Schéma de ferrailage du voile 1^e.2^{ème}s/sol,RDC,1^{er} étage

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

I. INTRODUCTION

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise. Elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels

II. CHOIX DU TYPE DE FONDATION

D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes. Si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera au radier général.

II.1. Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base de section (a×b) d'où les semelles sont rectangulaires (A×B).

Soit :

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre : N=3663.641KN

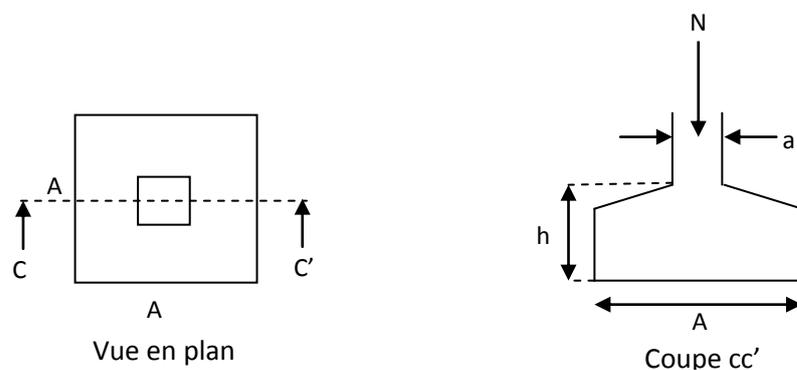


Figure VI : Schéma d'une semelle isolée

$$A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{3.6634}{0.15}} = 4.94m$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

II.2. Vérification des semelles filantes

On choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 4 poteaux.

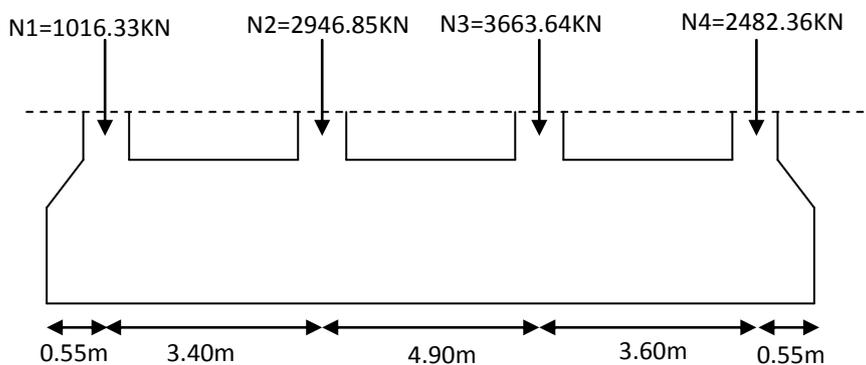


Figure VI.2 : Schéma d'une semelle filante

$$N = \sum N_i = 10109.18KN$$

$$L = 13.00m$$

$$\text{La vérification à faire est : } \bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{10.1092}{0.15 \times 13} = 5.18m$$

On a la largeur de notre semelle égale à 5.18m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas sachant que l'entre axe entre le portique ci-dessus et ses adjacents est de 3.40m et 3.60m, donc on passe au radier général avec nervures supérieures.

II.3 Radier général

Le radier travaille comme un plancher renversé.

II.3.1 Dimensionnement

a. Condition de coffrage

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

h_r : Hauteur du radier

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

Pour notre cas :

$$L_{\max} = 490 - 65 = 425\text{cm} \Rightarrow h_r \geq 42.5\text{cm}$$

b. Condition de rigidité

$$\frac{\pi}{4} L_e \geq L_{\max}$$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,216 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.23^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} \Rightarrow h_r \geq 44.34\text{cm}$$

Alors on opte pour une hauteur du radier $h_r = 60\text{cm}$ qui vérifie les deux conditions de coffrage et de rigidité. Et une hauteur de 80cm pour les nervures.

Calcul de la surface du radier

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N_{ser} = 89802.802\text{KN}.$$

$$S_{rad} \geq \frac{89.802}{0.15} = 598.68\text{m}^2.$$

$$S_{rad} \leq S_{bat} = 623\text{m}^2. \Rightarrow \text{Le radier déborde}$$

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30\text{cm}\right)$$

On prend $D = 50\text{cm}$

D : débord.

$$S_{\text{radier}} = 660.00 \text{ m}^2$$

On opte pour une surface : $S_{\text{radier}} = 660\text{m}^2$

II.3.2. Les vérifications

a. Vérification de la poussée hydrostatique

$$P = F \cdot H \cdot S \cdot \gamma$$

Avec :

F : Coefficient de sécurité = 1,5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 2.5 m

S : surface totale du bâtiment = 623m²

γ : Poids volumique de l'eau = 10kN/m³

$$P = 1.5 \times 2.5 \times 623 \times 10 \text{ KN} = 15575 < N = 81462.253 \text{ KN.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification au poinçonnement

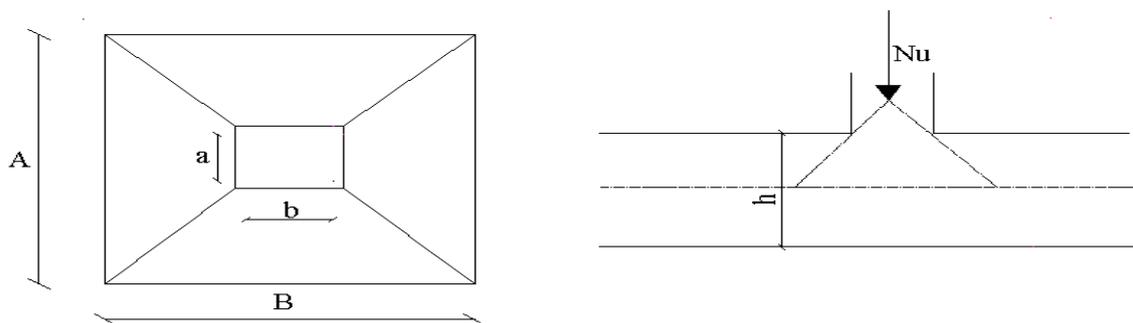


Figure VI.3 : Schéma du poinçonnement

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (BEAL, A.5.2.42)

N_U : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

h : hauteur du radier

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

On trouve : $U_c = 5.00\text{m.}$

$$N_u = 2900.23 \text{ KN}$$

$$N_u = 2.9MN \leq 0.045 \times 5.00 \times 0.6 \times \frac{25}{1.15} = 3.16MN. \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28}; 3MPa) = 2,5MPa$$

On considère une bande de largeur $b = 1m$.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{81462.253 \times 4.90 \times 1}{2 \times 623} = 320.35KN$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 60 = 54cm$$

$$\tau_u = \frac{320.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54} = 0.59MPa \leq \bar{\tau} = 2.5MPa. \quad \text{Condition vérifiée}$$

d. Vérification des contraintes dans le sol

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Dans le sens xx

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \cdot X_g}{I_y}$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

M_y : Moment sismique à la base

$N = 89802.802KN$ et $M_y = 43039.58KN.m$

:

$$X_g = 6.62m$$

$$Y_g = -8.20m$$

$$I_{xx} = 15847.45m^4$$

$$I_{yy} = 170885.11m^4$$

$$\sigma_1 = \frac{89.802}{660} + \frac{43.03958 \times 8.2}{17085.11} = 0.159MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{89.802}{660} - \frac{43.03958 \times 8.2}{17085.11} = 0.118 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.159 + 0.118}{4} = 0.1487 \text{MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.15 \text{MPa}$$

Donc ; la contrainte est vérifiée dans le sens xx

Dans le sens yy

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \cdot Y}{I_y}$$

$N=89802.802 \text{KN}$ et $M_y=94671.3 \text{KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{89.802}{660} + \frac{94.6713 \times 6.62}{15847.453} = 0.165 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{89.802}{660} - \frac{94.6713 \times 6.57}{15847.475} = 0.099 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.178 + 0.099}{4} = 0.148 \text{MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.15 \text{MPa}$$

Donc ; la contrainte vérifiée dans le sens yy.

e. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA99 (Article 10.1.5), on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens xx : } e = \frac{43039.33}{89802.802} = 0.71 \text{m} < \frac{23.97}{4} (= 5,9925 \text{m})$$

$$\text{Sens yy : } e = \frac{94671.3}{89802.802} = 1.58 \text{m} < \frac{22}{4} (= 4.5 \text{m})$$

II.3.3 Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

A. Calcul des sollicitations

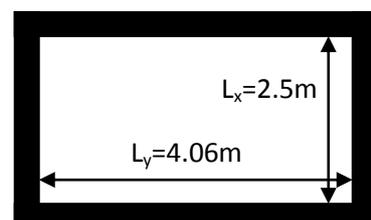


Figure VI.4: Schéma d'une dalle sur quatre appuis

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{81462.253}{660} = 123.42 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{89802.802}{660} = 136.06 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.61 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions}$$

i. ELU ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0808 \\ \mu_y = 0.3075 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 101.84 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 31.316 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 86.564 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 26.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = -50.92 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{oy} = -15.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{q_U L_x}{2} = \frac{201.67 \times 4}{2} = 252.08 \text{ KN}$$

ii. ELS ($\nu = 0.2$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0857 \\ \mu_y = 0.4781 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 79.12 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 37.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{0x} = 67.25 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{0y} = 32.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment aux appuis

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{0x} = -33.62 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{0y} = -16.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

B. Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de (1×0.60) m², et en respectant la condition de non fragilité suivante :

Pour h>12 cm et $\alpha \geq 0.4$:

$$\begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) bh \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Pour les HAFeE400 ; $\rho_0 = 0.0008$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		Moment (KN.m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{Min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Espacement (cm)
Sens xx	En travée	86.564	4,57	5.74	4HA14=6.16	33
	En appuis	- 50.92	2.68		4HA14=6.16	33
Sens yy	En travée	26.62	1.4	4.8	5HA12=5.65	25
	En appuis	-15.65	0.82		5HA12=5.65	25

Tableau VI.1 : Tableau du ferrailage du radier

C. Vérifications à l’ELS

a) État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	67.25	6.16	9.2	2.81	Vérifiée
	En appuis	-33.62	6.16	8.8	1.4	Vérifiée
Sens yy	En travée	32.16	5.65	8.8	1.39	Vérifiée
	En appuis	-16.08	5.65	8.8	0.7	Vérifiée

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton

b) Les contraintes dans l’acier

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa}$$

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	σ _s (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	67.25	6.16	9.2	210.216	Vérifiée
	En appuis	-33.62	6.16	8.8	105.092	Vérifiée
Sens yy	En travée	32.16	5.65	8.8	109.353	Vérifiée
	En appuis	-16.08	5.65	8.8	54.67	Vérifiée

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes dans l'acier

Espacement des armatures

Conformément au RPA l'espaceur doit vérifier la condition suivant:

Armature // à Lx S_t ≤ min (3 h, 33cm) = 33cm. Pour notre cas S_t=25cm.

Armature // à Ly S_t ≤ min (4 h, 45 cm) = 45 cm. Pour notre cas S_t=25cm.

Schéma de ferrailage du radier

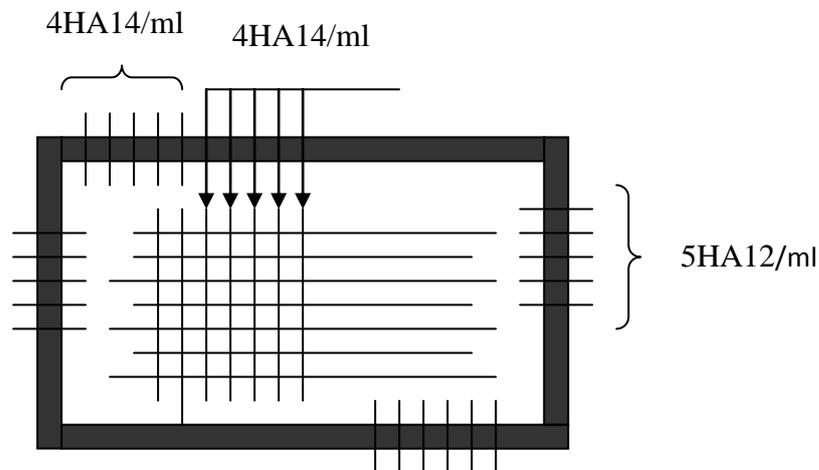


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier

II.3.4 Ferrailage des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture).

Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même ferrailage pour les autres nervures.

a.Estimation des charges revenant aux nervures et calcul des sollicitations

Pour simplifier les calculs on remplace les charges trapézoïdales et les charges triangulaires par des charges uniformément réparties.

- Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_V = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

- Charges triangulaires

$$q_M = q_V = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Avec :

q_M : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.

q_V : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même effort tranchant maximum que la charge réelle.

l_{xd} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{yd} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{xg} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

l_{yg} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

Pour la nervure de rive on divise la charge équivalente sur deux.

b. Ferrailage

Les nervures sont des poutres continues, de section en T. Elles sont ferrillées à la flexion simple, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Moment (KN.m)	A min (cm ²)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Appuis	741.43	6.79	33.08	6HA25+2HA16=33.47
Travée	-638.42	17.21	27.74	4HA25+4HA20=32.2

Figure VI.9 : Chargement équivalent à l'ELU dominant l'effort tranchant max

c. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{818.80 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.65} = 1.28 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

On remarque que les contraintes de cisaillement dans les nervures sont vérifiées.

d. Vérification à l'ELS**État limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les contraintes dans l'acier

La fissuration est préjudiciable, donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travées	-469.43	32.2	17.15	4.16	210.42
appuis	547.55	33.08	25.30	8.59	248.99

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.

On remarque que les contraintes dans l'acier (σ_s) au niveau des travées ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section de l'acier.

Les résultats finals de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	A adoptée (cm ²)	σ_s (MPa)
Appuis	6HA25+2HA20=35.74	231.38
Travée	4HA25+4HA20=32.2	210.42

Tableau VI.6 : Redimensionnement du Ferrailage des nervures

Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(22.8.; 75; 25) \quad \text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

Espacement des aciers transversaux

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l\min}; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow S_t = \min(20; 24; 30) = 20 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

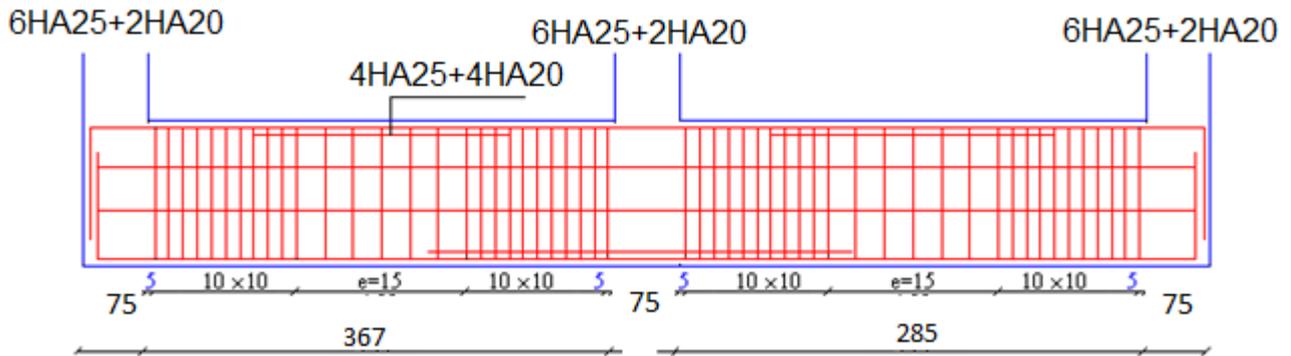


Figure VI.13 : Dispositions constructives des armatures dans la nervure

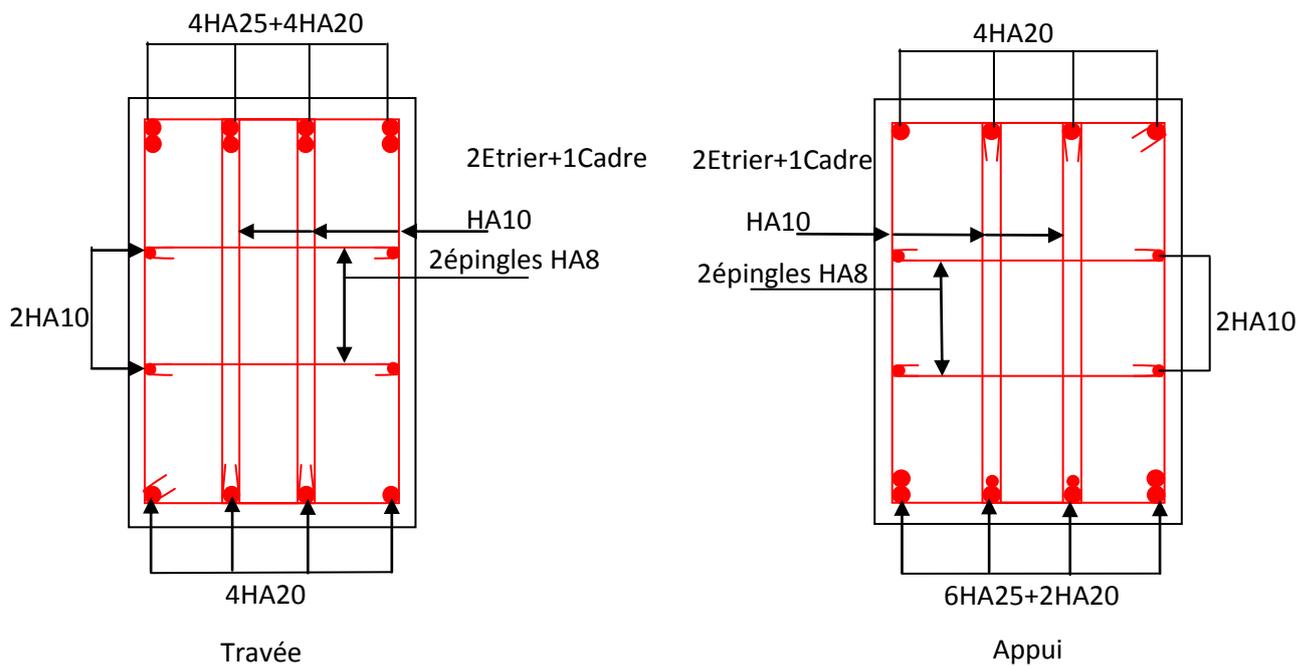


Figure VI.14 : Schéma de ferrailage de la nervure

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté à des fondations sur radier général ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier ; 60cm

Sections des nervures ; $(b \cdot h) = (65 \cdot 80) \text{ cm}^2$.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment multifonctionnel (R+8+ 2 Sous-sol), qui regroupe des locaux commerciaux et logements d'habitations. Les conclusions les plus importantes sont :

- ✓ La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa conception, son calcul et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement dynamique.
- ✓ La structure doit être le plus possible symétrique car la distribution régulière des éléments structuraux permet une transmission directe des efforts. Il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux
- ✓ Pour avoir une bonne répartition des charges entre les portiques et les voiles (interaction) et limiter les effets de torsions (moment de torsion), il faut choisir la bonne disposition des voiles.
- ✓ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié les effets du second ordre (effet P-delta).
- ✓ Pour éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- ✓ Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure.
- ✓ Vu le chevauchement des semelles isolées et filantes, alors on a opté pour un radier général.
- ✓ Outre que la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser par le choix des sections de béton et d'acier dans les éléments porteurs de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales imposées par le règlement.

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D. T. R), charges et surcharges d'exploitations.
- ✓ M. Belazougui (calcul des ouvrages en béton armé).
- ✓ Béton armé (Jean-Pierre Mougin).

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.