

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Faculté de technologie
Département de GENIE CIVIL

Mémoire de fin de cycle

En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil
Option : Matériaux et structures

Thème

**Etude d'un bâtiment R+8+S-SOL à usage
d'habitation et service contreventé par un système
mixte (voiles-portiques)**

Encadré par :

M^r. GUECHARI

Présenté par:

M^r. AISSAT Yacine

M^r. AIT IBROUT Yassine

Jury :

- 1. Mr. BECHEUR. A**
- 2. M^{me}. BOUKHEZAR**

Promotion 2012 - 2013

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A M^{er} GUECHARI : notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Yacine & Yassine

Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance,

Je dédie ce modeste travail à :

- *A mes très chers parents.*
- *A mes frères.*
- *A mes sœurs.*
- *A toutes ma famille.*
- *A mes copains de chambre.*
- *A tous mes amis (es).*
- *A mon binôme et sa famille.*

Yassine. AIT

Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance,

Je dédie ce modeste travail à :

- *A mes très chers parents.*
- *A mes frères.*
- *A mes sœurs.*
- *A toutes ma famille.*
- *A mes copains de chambre.*
- *A tous mes amis (es).*
- *A mon binôme et sa famille.*

Yacine. AISSAT

LISTE DES TABLEAUX

Numéro du tableau	Titre du tableau	page
II.1	Evaluation des charges sur le plancher terrasse	15
II.2	Evaluation des charges sur le plancher étage courant	15
II.3	Evaluation des charges sur les balcons	16
II.4	Evaluation des charges de palier	16
II.5	Evaluation des charges de volée	16
II.6	Tableau récapitulatif des charges sur les volées	16
II.7	Evaluation des Charges des murs extérieures	17
II.8	Tableau récapitulatif des poids des éléments	18
II.9	Tableau récapitulatif des poids des éléments	18
II.10	Tableau récapitulatif des poids des éléments	20
II.11	Efforts normaux dans les deux poteaux	22
II.12	Critère de résistance	22
II.13	Vérification au flambement des poteaux.	24
III.1	Les différents types de poutrelles	25
III.2	Chargement sur les poutrelles	26
III.3	Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1	34
III.4	Les sollicitations à ELS, poutrelle type 1	34
III.5	Calcul des sections d'armatures des poutrelles	42
III.6	Vérification des états limitent de compression du béton	47
III.7	Vérification des états limitent de déformation.	47
III.8	Schéma de ferrailage des poutrelles	49
III.9	Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis	51
III.10	Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis	55
III.11	Vérification de l'état limite de compression de béton	56
III.12	Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures	56
III.13	Sollicitation à l'E.L.U escalier type 1	62
III.14	Ferrailage d'escalier type 1	63
III.15	Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier type 1	65
III.16	Ferrailage d'escalier type 1	65
III.17	Les sollicitations de la poutre palière	68
III.18	ferrailage de la poutre palière à la flexion simple	68
III.19	Ferrailage d'escalier de RDC	72
III.20	Les sollicitations de la poutre palière	74
III.21	ferrailage de la poutre palière à la flexion simple	74
III.22	Ferrailage de la volée1 (escalier type2)	78
III.23	ferrailage de la volée (3) d'escalier type2	84
III.24	Les sollicitations de la poutre brisée	85
III.25	ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple	85
III.26	Combinaison d'action de l'acrotère	89
III.27	Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.	94
III.28	Vérification à l'effort tranchant	95
III.29	Vérification des contraint	95
III.30	Vérification de la flèche	96
III.31	Tableau de ferrailage de la dalle de locale de la machine.	98
III.32	Vérification des contraintes	100

III.33	Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.	102
IV.1	Valeur de A	105
IV.2	Valeur de R	106
IV.3	Valeurs des pénalités P_q	106
IV.4	Valeurs de CT	107
IV.5	Valeurs de T_1 et T_2	108
IV.6	Périodes de vibration et taux de participation des masses	111
IV.7	Vérification de l'interaction sous charges verticales	113
IV.8	Charges horizontales reprises par les portiques et voiles	114
IV.9	Vérification de l'effort normal réduit	115
IV.10	Vérification des déplacements	116
IV.11	Vérification a L'effet $P-\Delta$	117
V.1	Sollicitations dans les poteaux	119
V.2	Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	120
V.3	Armatures longitudinales	121
V.4	Armature transversales	122
V.5	Justification de l'effort normal réduit	123
V.6	Justification des contraintes	124
V.7	Vérification des contraintes tangentielles	125
V.8	Les armatures longitudinales dans les poutres.	129
V.9	Vérification des contraintes tangentielles	130
V.10	Vérification au cisaillement.	130
V.11	Vérification de l'état limite de compression du béton.	131
V.12	Moments résistants dans les poteaux	132
V.13	Moments résistants dans les poutres	133
V.14	Vérification des zones nodales	133
V.15	Récapitulation des efforts dans le voile V_{x1}	140
V.16	Récapitulation des efforts dans le voile V_{x2}	140
V.17	Récapitulation des efforts dans le voile V_{x3}	140
V.18	Récapitulation des efforts dans le voile V_{x4}	141
V.19	Récapitulation des efforts dans le voile V_{y1}	141
V.20	Récapitulation des efforts dans le voile V_{y2}	141
V.21	Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux	142
V.22	Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux	143
V.23	Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{x3} dans tous les niveaux	144
V.24	Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{x4} dans tous les niveaux	145
V.25	Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux	146
V.26	Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux	147
VI.1	Ferrailage du radier	156
VI.2	Résumé des résultats (vérification des contraintes)	157
VI.3	Vérification des nouvelles contraintes	158
VI.4	Sollicitations de la nervure de radier.dans le sens(x-x)	160
VI.5	Sollicitations de la nervure de radier.dans le sens (y-y)	160
VI.6	Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier	161
VI.7	Résumé des résultats (vérification des contraintes)	162
VI.8	Ferrailage du voile adossé	166
VI.9	Vérification des contraintes dans le voile adossé	167

LISTE DES FIGURES

Numéro de figure	Titre de figure	page
II.1	Plancher à corps creux	04
II.2	Le sens de la disposition des poutrelles	04
II.3	Dimensions de la poutrelle	05
II.4	Dalle sur un seul appui	06
II.5	Dalle sur trois appuis	06
II.6	Dalle sur quatre appuis	07
II.7	Détaille d'un escalier	07
II.8	Escalier a deux volées (type1)	08
II.9	Escalier a trois volées (type2)	08
II.10	Schéma de l'escalier d'étage courant (bureau et habitation)	09
II.11	schéma d'escalier rez de chaussée.	09
II.12	schéma d'escalier de S-S (volée1)	10
II.13	Schéma d'escalier de S-S (Volée 2)	10
II.14	Schéma d'escalier de S-S (Volée 3)	11
II.15	Coupe transversale d'une poutre	11
II.16	Coupe verticale d'un voile	12
II.17	Hauteur libre d'étage	13
II.18	Dimension de l'acrotère	14
II.19	Dimensions de l'ascenseur	14
II.20	Surface afférente du poteau P ₁	18
II.21	Surface revenant au poteau (P ₂)	20
III.1	Dimensions de la poutrelle	25
III.2	Schéma statique de la poutrelle	28
III.3	Schéma statique de la poutrelle type 1	29
III.4	Dimensions de la poutrelle	37
III.5	Schéma de ferrailage de la dalle de compression	48
III.6	Dalle sur 4 appuis	49
III.7	Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis	53
III.8	Dalle sur 3 appuis	53
III.9	Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis	57
III.10	Dalle sur un seul appui	57
III.11	Schéma de ferrailage de la dalle sur un seul appui	59
III.12	Dalle sur un seul appui (Palier)	60
III.13	Schéma de ferrailage de la dalle sur un seul appui(Palier)	62
III.14	Schéma statique de l'escalier type 1	62
III.15	Schéma de ferrailage de l'escalier type 1	64
III.16	Schéma statique de la volée 3 de RDC	65
III.17	Schéma de ferrailage de la volée 3 de RDC	67
III.18	Schéma statique de la poutre palière	67
III.19	Section creuse équivalente	69
III.20	Schéma de ferrailage de la poutre palière	71
III.21	Schéma statique de la volée de RDC	71
III.22	Schéma de ferrailage de la volée de RDC	73
III.23	Schéma statique de la poutre palière	73
III.24	Section creuse équivalente	75
III.25	Schéma de ferrailage de la poutre palière	77
III.26	Escalier type 2	77
III.27	Schéma statique de la volée 1 (escalier type 2)	77
III.28	Schéma de ferrailage de la volée1 (escalier type 2)	79

III.29	Schéma statique de la volée 2 (escalier type 2)	80
III.30	Schéma de ferrailage de la volée 2 (escalier type 2)	82
III.31	Schéma statique de la volée 3 (escalier type 2)	82
III.32	Schéma de ferrailage de la volée 3 (escalier type 2)	84
III.33	Schéma statique de la poutre brisée	84
III.34	Schéma de ferrailage de la poutre brisée	88
III.35	Dimensions de l'acrotère	88
III.36	Schéma de ferrailage de l'acrotère	92
III.37	Dalle sur 4 appuis (Ascenseur)	93
III.38	Schéma représentant la surface d'impact	96
III.39	Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur	100
III.40	Schéma de ferrailage de la poutre de chainage	103
IV.1	Spectre de calcul	110
IV.2	Disposition des voiles adoptée	111
IV.3	1 ^{er} mode de déformation translation	112
IV.4	2 ^{eme} mode de déformation translation	112
IV.5	3 ^{eme} mode de déformation torsion autour de Z	113
V.1	Zone nodale	119
V.2	Section du poteau	123
V.3	Zone de recouvrement	125
V.4	Schéma de ferrailage des poteaux	126
V.5	Dispositions constructives des portiques	128
V.6	Schéma de la zone nodale	132
V.7	Schéma de ferrailage des poutres principales de l'étage service	134
V.8	Schéma de ferrailage des poutres secondaires de l'étage service	134
V.9	Schéma de ferrailage des poutres principales de l'étage courant	135
V.10	Schéma de ferrailage des poutres secondaires de l'étage courant	135
V.11	Schéma de ferrailage des poutres principales de la terrasse	136
V.12	Schéma de ferrailage des poutres secondaires de la terrasse	136
V.13	Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage	138
V.14	Schéma de ferrailage de voile Vx4 (S-sol, RDC)	147
VI.1	Semelle isolée	149
VI.2	Semelle filante	150
VI.3	Présentation de zone d'impact de la charge concentrée	152
VI.4	Dalle sur quatre appuis	155
VI.5	Schéma de ferrailage du radier	158
VI.6	Coupe A-A du radier	158
VI.7	Sollicitations sur les nervures le sens(x-x).	160
VI.8	Sollicitations sur la nervure de radier dans le sens (y-y)	160
VI.9	Section à ferrailer	161
VI.10	Schéma de ferrailage des nervures selon X-X	163
VI.11	Schéma de ferrailage des nervures selon Y-Y	163
VI.12	Voile adossé	165
VI.13	Diagramme des contraintes	165
VI.14	Schéma de ferrailage	168

Symboles et Notations

A_r : Aire d'une section d'acier de répartition

A_t : Aire d'une section d'acier transversal

A_s : Aire d'une section d'acier

B : la largeur (m).

B_r : Section réduite du béton

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{vj} : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

f_{cj} : Résistance caractéristique de compression à j jour

f_{tj} : Résistance caractéristique de traction à j jour

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

G : Charges permanente

Q : Charges d'exploitation

E : Actions accidentelles

q_u : Charges réparties ultime

q_s : Charges réparties de service

I : Moment d'inertie

M_u : Moment de calcul ultime

M_s : Moment de calcul de service

N_u : Effort normal ultime

N_s : Effort normal de service.

V : Effort tranchant

S : Surface plane de la structure

d : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée

e : Epaisseur

L : Longueur

L_r : Longueur de recouvrement

l_f : Longueur de flambement

I : Rayon de giration

Λ : Elancement

μ : Coefficient de frottement

μ_{bu} : Moment ultime réduit

ν : Coefficient de poisson

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

S_t : Espacement des armatures

ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement

ζ_{se} : Contrainte d'adhérence

η : Coefficient de fissuration

Ψ_s : Coefficient de scellement

l_s : Longueur de scellement

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton

ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

γ : Poids spécifique déjaugé

A : Coefficient d'accélération de zone

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

F_s : Coefficient de sécurité = 1.5

Q : Facteur de qualité

R : coefficient de comportement global

P : Poids du radier (KN).

N : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

S_r : surface du radier (m^2).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m^2).

St : Espacement des armatures.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{gr} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

Z : bras de levier

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h_t : hauteur total du radier (m).

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ : Contrainte normale.

ϕ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

k_c : Coefficient de portance.

q_0 : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

σ_f : Contrainte effective finale (bars).

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

h_0 : épaisseur de la dalle de radier (cm)

h_t : hauteur de la nervure (cm)

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction	1
I.2. Présentation de l'ouvrage	1
I.3. Implantation de l'ouvrage	1
I.4. Caractéristiques de l'ouvrage	1
I.5. Règlements et normes utilisés	2

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction	3
II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux	3
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux	11
II.4. L'acrotère	14
II.5. Ascenseur	14
II.6. Descente de charge	15
II.7. Conclusion	24

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Les Planchers	33
III.2. Etudes des balcons	55
III.3. Calcul de l'acrotère	64
III.4 Les Escaliers	70
III.5 Calcul des poutres de chaînage	89
III.6. Etude de l'ascenseur	93

Chapitre IV : Etude au séisme

IV.1. Introduction	106
IV.2. Modélisation	106
IV.3. Méthodes de calcul	106
IV.4. Analyse dynamique	112
IV.5. vérification vis -vis de la RPA99/version2003	119

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction	120
V.2. Étude des poteaux	120
V.3. Les poutres	129
V.4. Les voile	139
V.5 Conclusion	150

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction	151
VI.2. Les fondation	151
VI.3. Voiles adossé	166

Conclusion

Bibliographie

Annexes

INTRODUCTION

Le Génie Civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs sont appelés à s'occuper de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de constructions, afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des occupants, car l'Algérie est soumise à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation MASTER à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R + 8 + sous-sol, présentant une irrégularité en élévation, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques).

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR).

I.1. Description de l'ouvrage

Ce projet qui nous a été confié consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment en (R+8) à usage d'habitation (ossature auto-stable en béton armé) avec une terrasse inaccessible.

Le bâtiment sera implanté à TICHY wilaya de BEJAIA, une région classée selon les règles parasismiques algérienne (**RPA99**) comme une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**), d'importance moyenne (groupe 2), où la contrainte du sol est de : 1,5MPa.

I.2. Caractéristiques géométriques

Notre bâtiment a pour dimensions :

▪ Longueur totale entre axes	$L_x = 20,20$ m
▪ Largeur totale entre axes	$L_y = 14,10$ m
▪ Hauteur de sous-sol	$h_s = 3,14$ m
▪ Hauteur de RDC	$h_r = 4,08$ m
▪ Hauteur d'étage courant	$h_e = 3,06$ m
▪ Hauteur totale du bâtiment y compris l'acrotère	$H = 33,95$ m

I.3. Eléments de l'ouvrage

• Planchers

Les planchers des étages seront en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier.

La terrasse est inaccessible composée d'un système d'isolation thermique et d'étanchéité, elle est munie d'une pente de 0,15% pour l'évacuation des eaux pluviales (exigé par le **RPA** : pente minimale).

• Escaliers

Notre bâtiment comporte un 3 type d'escalier, le premier type composé de deux volées parallèles et un palier en béton armé, le deuxième est composé de deux volées parallèles et une autre volée perpendiculaire au deux autres et deux paliers en béton armé et le troisième type composé d'un escalier balancer en bois.

• Maçonneries

- Les murs extérieurs seront en double cloisons en briques creuses de (15+10) cm avec une lame d'air de 5cm.
- Les murs intérieurs seront en briques creuses de 10cm.

I.4) Combinaisons d'action donnée par le RPA 99

Les combinaisons d'action à considérer sont :

-Situations durables :

$$\begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

-Situations accidentelles :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \text{ .uniquement pour les poteaux dans les constructions auto stables} \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$$

I.5) Règlements et normes utilisés

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93.
- Le RPA 99 révisée 2003.
- Le BAEL 91.
- DTR BC.2.2

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dues aux charges permanentes et surcharge d'exploitations.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure sera conforme aux règlements BAEL91, RPA99 version 2003 et le CBA93.

II.2. Prédimensionnement Des éléments non structuraux

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

II.2.1. Planchers

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur car il supporte les charges et surcharges. Il assure aussi un rôle d'isolation thermique et acoustique.

Pour ce qui est de notre structure ; nous avons opté pour un plancher en corps creux car c'est une structure à surcharges modérées.

Pour ce qui est des consoles, nous avons opté pour des dalles pleines vues leurs formes géométriques (arrondies).

II.2.1.1. Plancher à corps creux

Le plancher en corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression. Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères :

- le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Pour ce qui est de notre cas ; nous avons opté pour le critère de la plus petite portée car il permet de réduire les flèches.

L'épaisseur plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche donnée par le CBA93 (art : 6.8.4.2.4) :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

h_t : hauteur total du plancher.

$$L_{\max} = 380 - 30 = 350 \text{ cm}$$

$$h_t \geq 20 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4)=20$ cm.

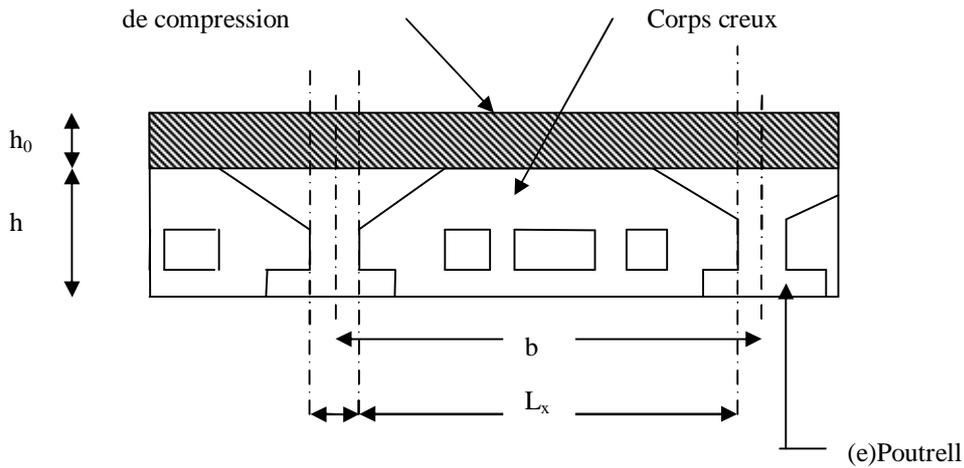


Figure II.1. Plancher à corps creux

II.2.1.1.1.les poutrelle

Le choix du sens porteur est dicté par deux critères :

- 1- Le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- 2- Le critère de la continuité (là où il y a plus d'appuis).

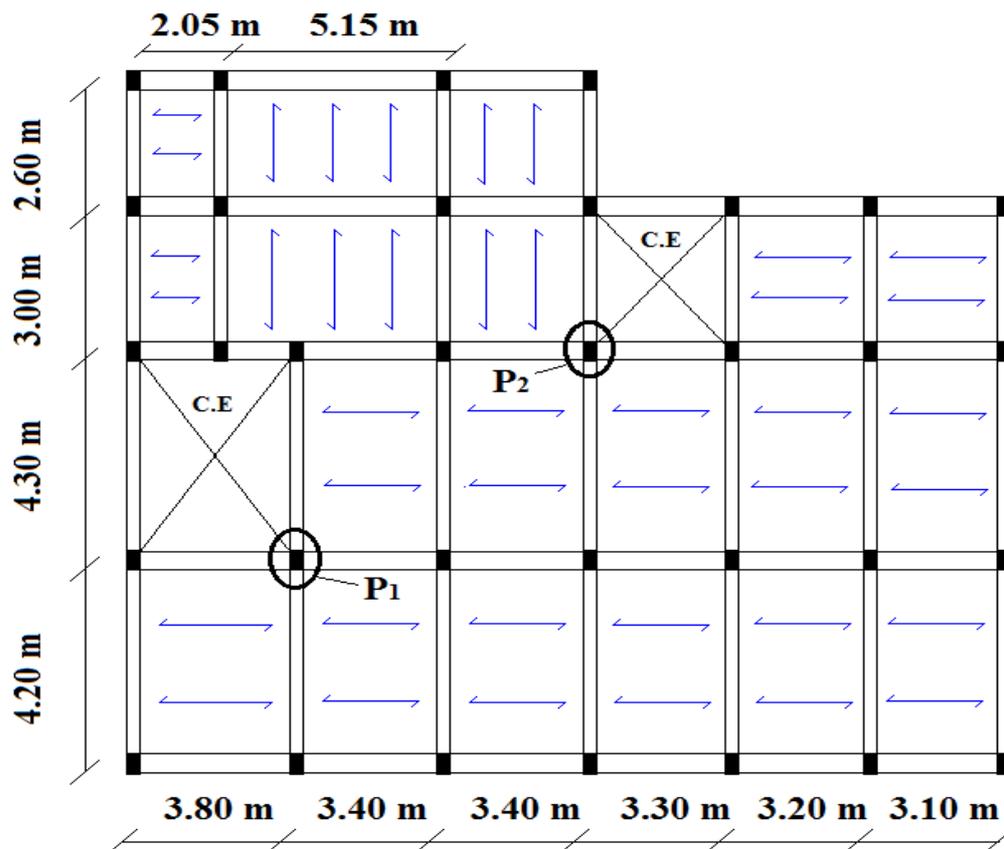


Figure II.2. Le sens de la disposition des poutrelles

Disposition des poutrelles :

h_t : Hauteur du plancher ($h_t = 20$ cm).

H_0 : Hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

B_0 : Largeur de la nervure ; tel que :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t = (0,4 \text{ à } 0,6) * 20 \text{ cm}$$

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

B : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule suivante :

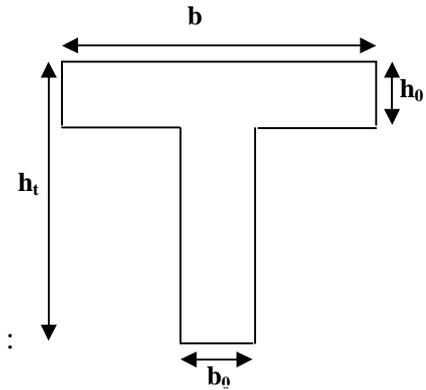


Figure II.3. Dimensions de la poutrelle

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \min \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right] \quad \text{Où :}$$

L_x : Est l'entre axe de deux poutrelles successives.

L_y : est la distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres perpendiculaires à L_x .

Dans notre projet, on a : $L_x = 55$ cm et $L_y = 500$ cm

Donc on aura

$$\left(\frac{b-10}{2} \right) \leq \min \left(\frac{55}{2}; \frac{500}{10} \right) = \min(27,50)$$

Ce qui donne : $b \leq 65,00$ cm.

On opte pour : **$b = 65$ cm**

II.2.2. Plancher dalle pleine

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

a. Résistance au feu

$e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.

$e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17.5$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

b. Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

c. Résistance à la flexion

Les conditions que doivent vérifier les dalles pleines selon le nombre des appuis sont les suivant :

- Dalle reposant sur un seul appui : $e \geq \frac{Lx}{20}$

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$.
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

II.2.2.1. Différents types de dalle pleines

a). dalle sur un seul appui

C'est une dalle appuyée sur un seul appui, selon le critère de résistance la

Fléxion, on a :

$$e \geq \frac{100}{20} \quad \text{D'où : } e \geq 5 \text{ cm}$$

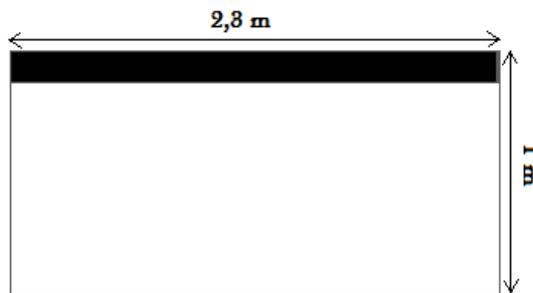


Figure II.4. Dalle sur un seul appui

D'où : on prend $e=14\text{cm}$ pour avoir une bonne isolation phonique et une résistance au feu d'environ 2 heures.

b). Dalle reposant sur trois appuis

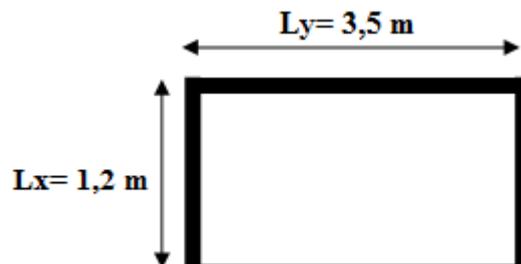


Figure II.5. Dalle sur trois appuis

$L_x=120 \text{ cm}$.

On aura donc : $\frac{120}{50} \leq e \leq \frac{120}{40} \Rightarrow 2.4 \text{ cm} \leq e \leq 3 \text{ cm}$ D'où : on prend $e=14\text{cm}$, pour avoir une

bonne isolation phonique et une résistance au feu d'environ 2 heures.

c). Dalle reposant sur quatre appuis

$L_x = 150$ cm.

On aura donc : $\frac{150}{50} \leq e \leq \frac{150}{40} \Rightarrow 3\text{cm} \leq e \leq 3.75\text{cm}$

D'où : on prend $e = 14\text{cm}$ pour avoir une bonne isolation phonique et une résistance au feu d'environ 2 heures.

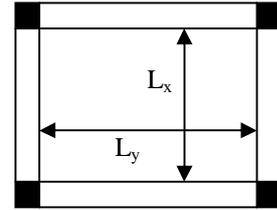


Figure II.6. Dalle sur quatre appuis

II.2.3. Les escaliers

L'escalier est un élément en béton armé conçu sur place. Il est constitué d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

h_0 : demi-hauteur d'étage.

L_0 : longueur totale d'escalier.

g : le giron.

h : hauteur de la contre marche

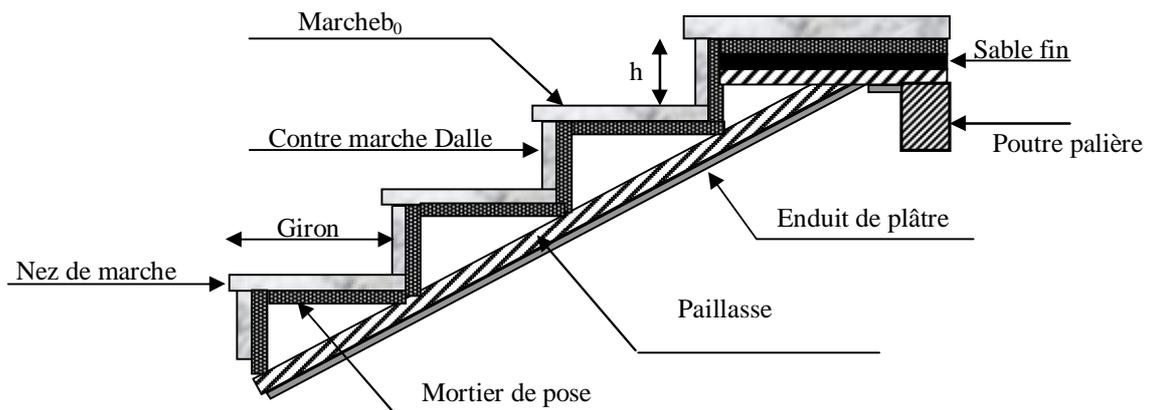


Figure II.7. Détail d'un escalier

II.2.3.1. Les différents type d'escalier

Dans notre projet on distingue 2 types d'escaliers :

a) **Type 1** : escaliers deux volées avec palier de repos.

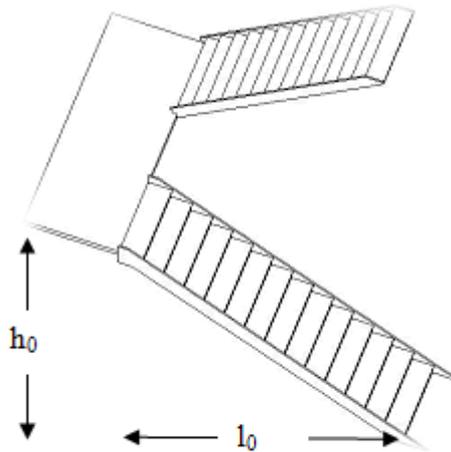


Figure II.8. Escalier a deux volées (type1)

b) **Type 2** : Escaliers droits a trois volées à double palier de repos.

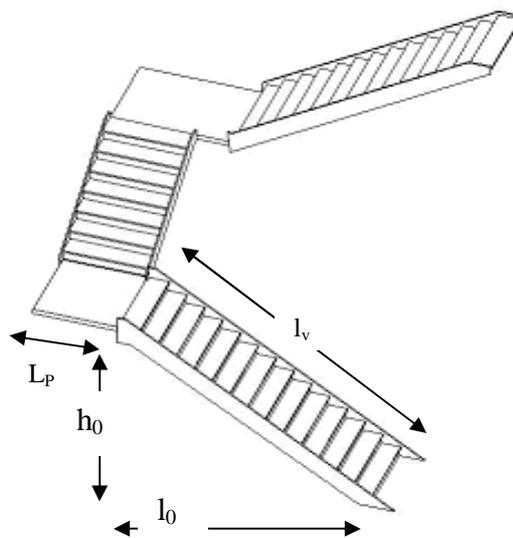


Figure II.9. Escalier a trois volées (type2)

• Pré dimensionnement :

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de **Blondel** qui est donnée par :

$$59 \leq g + 2 \times h \leq 66 \dots\dots\dots (1).$$

La limite inférieure (59) correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite Supérieure (66) correspond à des locaux publics.

Soit (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marche

H : la hauteur de la volée

L : la longueur projetée de la volée

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L_0 = (n-1) \times g \Rightarrow g = L_0/n-1$$

Si $g + 2 \times h = 64\text{cm}$ (2).

On remplace dans (2) :

$$L_0/n - 1 + 2 \times (H/n) = 64$$

n est la solution de l'équation : $64 n^2 - (64 + 2H + L)n + 2 H$

-Type1 :1) Escalier étage courant (bureau, habitation) :

$$H = 1.53\text{m}$$

$$L_0 = 2.40\text{m}$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 1.53 + 2.40) n + 2 \times 1.53 = 0$$

$$\Rightarrow n = 9$$

Donc : nombre de contre marche (n = 9)

Nombre de marche (n-1) = 8

$$g = L_0/n-1 = 2.40/8 = 30\text{cm}$$

$$h = H/n = 1.53/9 = 17\text{cm}$$

▪ **Epaisseur de la pailasse :**

Elle est calculée par la relation suivante:

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$L = L_p + (L_0^2 + H^2)^{1/2} = 1.40 + (2.40^2 + 1.53^2)^{1/2} = 4.24\text{m}$$

$$L = 4.24\text{m}$$

$$\Rightarrow 14.13\text{cm} \leq e \leq 21.2\text{cm}$$

$e \geq 11\text{cm}$...pour deux heures de coup feu.

On prend : $e = 15\text{ cm}$

3) Escalier de rez de chaussée :

$$H = 2.04\text{m}$$

$$L_0 = 2.40\text{m}$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 2.04 + 2.40) n + 2 \times 2.04 = 0$$

$$\Rightarrow n = 10$$

Donc : nombre de contre marche (n = 10)

Nombre de marche (n-1) = 9

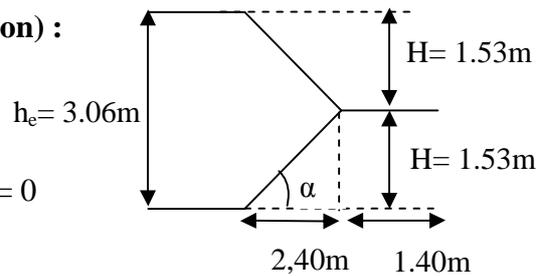


Figure II.10. Schéma de l'escalier d'étage courant (bureau et habitation)

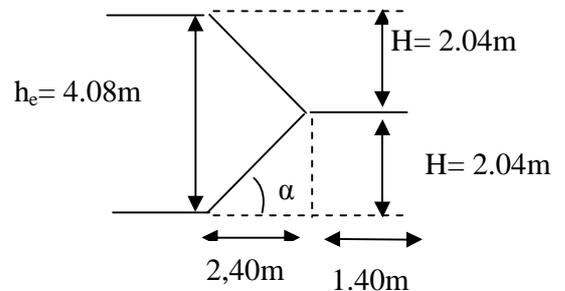


Figure II.11. schéma d'escalier rez de chaussée.

$$g = L_0/n-1 = 2.40/9 = 26.66\text{cm}$$

$$h = H/n = 2.04/10 = 20.40\text{cm}$$

▪ **Epaisseur de la paillasse :**

Elle est calculée par la relation suivante:

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$L = L_p + (L_0^2 + H^2)^{1/2} = 1.40 + (2.40^2 + 2.04^2)^{1/2} = 4.54\text{m}$$

$$L = 4.54\text{m}$$

$$\Rightarrow 15.10\text{cm} \leq e \leq 22.70\text{cm}$$

$e \geq 11\text{cm}$...pour deux heures de coup feu.

On prend : $e = 16\text{cm}$

Type 2 : Escalier de sous-sol (escalier a trois volées) :

a-) Pour la 1^{ère} volée :

On prend $h=1.19\text{m}$ ($\alpha = 41.39^\circ$).

$$L_0 = 1.62\text{m}$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 1.19 + 1.62) n + 2 \times 1.19 = 0$$

$$\Rightarrow n = 7$$

Donc : nombre de contre marche ($n = 7$)

$$\text{Nombre de marche } (n-1) = 6$$

$$g = L_0/n-1 = 1.62/6 = 27\text{cm}$$

$$h = H/n = 1.19/7 = 17\text{cm}$$

b-) Pour la 2^{ème} volée :

On prend $h=0.68\text{m}$ ($\alpha = 40.36^\circ$)

$$L_0 = 0.80$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 0.68 + 0.80) n + 2 \times 0.80 = 0$$

$$\Rightarrow n = 5$$

Donc : nombre de contre marche ($n = 5$)

$$\text{Nombre de marche } (n-1) = 4$$

$$g = L_0/n-1 = 0.80/4 = 20\text{cm}$$

$$h = H/n = 0.68/5 = 14\text{cm}$$

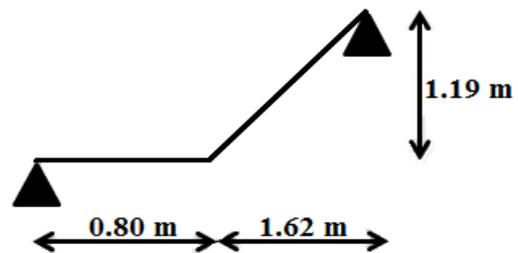


Figure II.12.schéma d'escalier de S-Sol
(volée1)

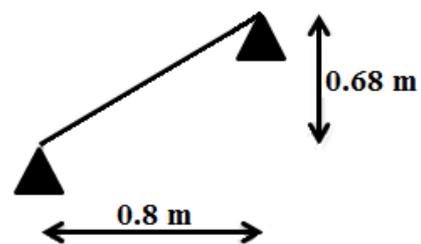


Figure II.13. Schéma d'escalier de S-S
(Volée 2)

c-) pour la 3^{ème} volée : on prend $h=2.21\text{m}$ ($\alpha=32.20^\circ$)

$$L_0=3.24\text{m}$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 2.21 + 3.24) n + 2 \times 2.21 = 0$$

$$\Rightarrow n = 13$$

Donc : nombre de contre marche ($n = 13$)

$$\text{Nombre de marche } (n-1) = 12$$

$$g = L_0/n-1 = 3.24/12 = 25\text{cm}$$

$$h = H/n = 2.21/13 = 17\text{cm}$$

▪ **Epaisseur de la paille :**

Elle est calculée par la relation suivante:

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$L = L_p + (L_0 + H^2)^{1/2} = 0.80 + (3.24^2 + 2.21^2)^{1/2} = 4.71\text{m}$$

$$L = 4.71\text{m}$$

$$\Rightarrow 15.70\text{cm} \leq e \leq 23.5\text{cm}$$

$e \geq 11\text{cm}$...pour deux heures de coup feu.

On prend : $e = 16\text{ cm}$

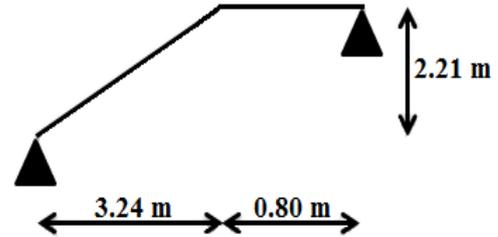


Figure II.14. Schéma d'escalier de S-S
(Volée 3)

II.3.Prédimensionnement des éléments principaux :

II.3.1.LES POUTRES :

A) -LES POUTRES PRINCIPALES :

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

- h : hauteur de la poutre
- L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 5.15-0.3 = 4.85\text{m}$).

D'où :

$$\frac{485}{15} \leq h \leq \frac{485}{10} \Rightarrow 32.33\text{cm} \leq h \leq 48.5\text{cm}$$

$$\text{Donc soit : } \begin{cases} h = 45\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

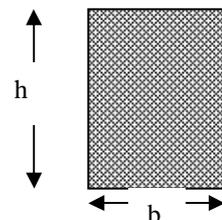


Figure.II.15. Coupe transversale d'une poutre

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA99/2003** (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$ Condition vérifiée
- $h \geq 30\text{cm}$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.50 \leq 4$ Condition vérifiée

B –Les poutres secondaires :

$$L = 3.80 - 0.3 = 3.50\text{m}$$

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 23.33\text{cm} \leq h \leq 35\text{cm}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} h = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

On voit bien que les exigences du RPA99/2003 citées auparavant sont vérifiées.

III.3.2.LES VOILES :

III.3.2.1.DEFINITION :

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

$$1. a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow \text{pour les voiles simples.}$$

h_e : hauteur libre d'étage.

$$2. a \geq 15\text{cm}$$

Dans notre cas :

- Sous-sols $h_e = 314 - 20 = 294\text{cm}$.
- RDC $h_e = 408 - 20 = 388\text{cm}$.
- autres niveaux $h_e = 306 - 20 = 286\text{cm}$.

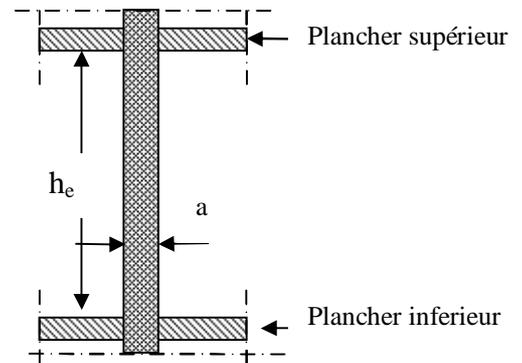


Figure II.16. Coupe verticale d'un voile

• 1^{er} type de voile :

$$a \geq \frac{388}{20} \Rightarrow a \geq 19.4\text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte pour le sous-sol et le RDC un voile :}$$

$$a = 20\text{ cm.}$$

• 2^{ème} type de voile :

$$a \geq \frac{286}{20} \Rightarrow a \geq 14.3\text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte pour les autres niveaux un voile :}$$

$$a = 15\text{cm.}$$

II.3.3. Les poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

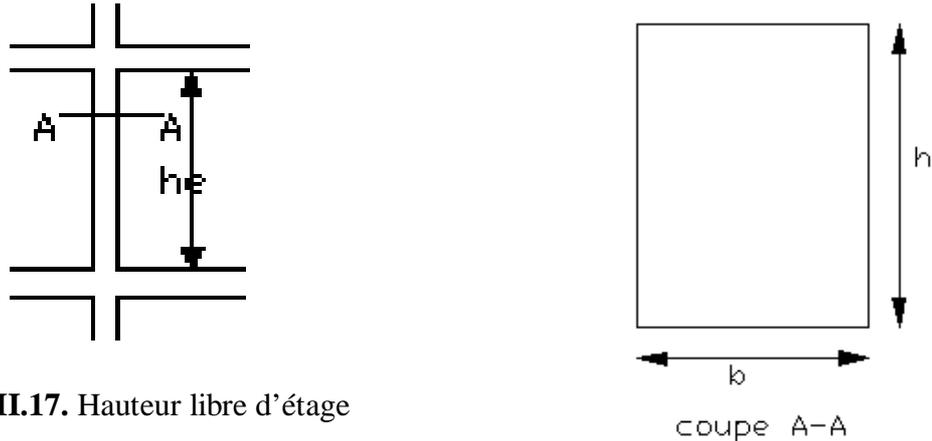


Figure II.17. Hauteur libre d'étage

$$\text{Les exigences de RPA} \left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm} \\ \text{min (b, h)} \geq h_e / 20 \text{ cm.} \quad \text{Pour un poteau rectangulaire.} \\ 0.25 < b/h < 4.0 \\ \text{D} \geq 30\text{cm} \quad \text{pour un poteau circulaire.} \end{array} \right.$$

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

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- Sous-sol, RDC : $(h, b) = (60, 55) \text{ cm}^2$
- 1^{er}, 2^{ème} étage : $(h, b) = (55, 50) \text{ cm}^2$
- 3^{ème}, 4^{ème} étage : $(h, b) = (50, 45) \text{ cm}^2$
- 5^{ème}, 6^{ème} étage : $(h, b) = (45, 40) \text{ cm}^2$
- 5^{ème}, 6^{ème} étage : $(h, b) = (40, 35) \text{ cm}^2$
- Buanderie : $(h, b) = (35, 30) \text{ cm}^2$

II.4. Acrotère :

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse

Cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, Il sert à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.06 \times 0.1) + (0.04 \times 0.1 / 2)$$

$$S = 0.068 \text{ m}^2$$

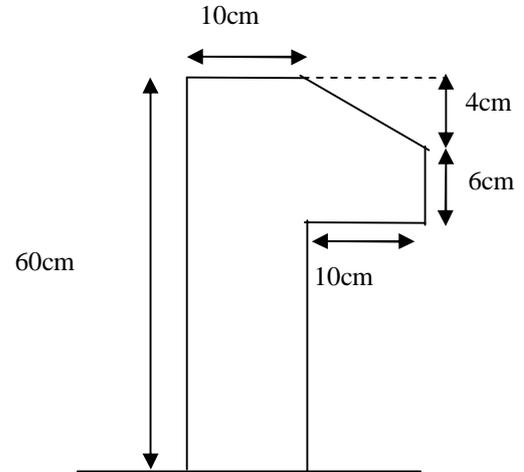


Figure II.18. Dimension de l'acrotère

II.5. Ascenseur:

L'ascenseur est un appareil qui sert à faire monter les usagers verticalement aux différents niveaux du bâtiment. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale. L'ascenseur qu'on étudie est pour 13 personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

Les caractéristiques d'après la table dimensionnelle T30
(Annexe 4)

Longueur : 175

Largeur : 175

Hauteur : 230cm

$V=1.6\text{m/s} \rightarrow$ Vitesse de levage.

$P_m = 15\text{KN}$: Charge due à la salle de machine.

$D_m = 90\text{KN}$: Charge due au poids propre de l'ascenseur.

$F_c = 255\text{KN}$: Charge due à la rupture des câbles.

Course maximale = 50m.

$B_s \times T_s = 240 \times 230$ dimensions de la gaine.

Poids de 13 personnes = 1000 kg.

$P = 15 + 90 + 10 = 115\text{KN}$.

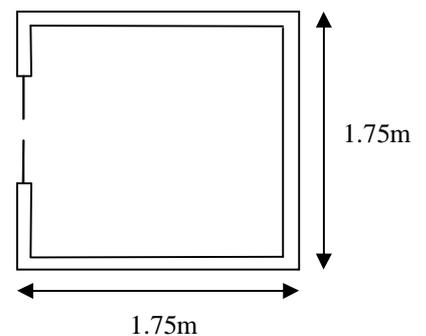


Figure II.19. Dimensions de l'ascenseur

II.6. Descente des charges :

Il s'agit de déterminer les actions mécaniques verticales (charges), s'exerçant sur les éléments porteurs d'une structure niveau par niveau à partir du haut.

La descente de charge va se faire pour les poteaux P_1 et P_2 car ce sont ceux qui représente les configurations les plus défavorable.

La descente des charges va être effectuée pour les poteaux P_1 et P_2 (voir figure) car :

Le poteau P_1 présente une surface afférente assez importante par rapport aux autres poteaux.

Le poteau P_2 est un poteau de la cage d'escalier.

II.6.1. Evaluation des charges et surcharges

II.6.1.1 Plancher en corps creux

1-Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1. Charges sur le plancher terrasse

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Protection en gravillons	20	0.04	0.8
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.065	1.43
Isolation thermique	18	0.015	0.27
Plancher en corps creux (16+4)	/0	0.20	2.85
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Charge permanente totale	G= 5.67 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q= 1 KN/m ²		

2-Plancher étage courant

Tableau II.2. Charges sur le plancher étage courant

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Plancher en corps creux (16+4)	/	0.2	2.85
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
Cloison de répartition	/	/	1
Charge permanente totale	G=5.20 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q=1.5 KN/m ²		

3-Dalle pleine (balcons)

Tableau II.3. Charges sur les balcons

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Sable fin	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.14	3.5
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
Charge permanente totale	G=5.10 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q= 3.5 KN/m ²		

II.6.1.2. Les escaliers**1- Palier****Tableau II.4.** Evaluation des charges de de palier

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Sable fin	18	0.02	0.36
Dalle en BA	25	0.16	4.00
Enduit de ciment	20	0.02	0.40
Charge permanente totale	G=5.60 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q= 2.5 KN/m ²		

2- La volée**Tableau II.5.** Evaluation des charges de volée

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Sable fin	18	0.02	0.36
Marche	22	0.17× (1/2)	1.87
Paillasse	25	0.15/cos(32.52)	4.44
	25	0.16/cos(40.36)	5.25
Enduit de ciment	20	0.02	0.4

Tableau II.6. Tableau récapitulatif des charges sur la volée

Epaisseur de la volée (m)	Inclinaison de la volée (°)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
0.15	32.52	7.91	2.5
0.16	40.36	8.72	2.5

II.6.1.3. Mur extérieur

Tableau II.7. Evaluation des Charges des murs extérieurs

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	20	0.02	0.40
Brique creuse	9	0.15	1.35
Lame d'aire	/	0.05	/
Brique creuse	9	0.1	0.90
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Charge permanente totale	G= 2.85 KN/m ²		

Application de la loi de dégression

Comme les surcharges d'exploitations n'agissant pas au même temps, donc on applique la loi de dégression des surcharges.

On à un nombre d'étages supérieurs à 5 on applique la formule suivante :

$$Q_n = (3+n)/2nIQ_i \quad [DTR B.C.22].$$

On obtient les résultats suivants :

Terrasse : Q_0

8^{ème} étage : Q_0+Q

7^{ème} étage : $Q_0+ Q +0.9 Q$

6^{ème} étage : $Q_0+ Q +0.9 Q+0.8Q$

5^{ème} étage : $Q_0+ Q +0.9 Q+0.8Q+0.7Q$

4^{ème} étage : $Q_0+ Q +0.9 Q+0.8Q+0.7Q+0.6Q$

3^{ème} étage : $Q_0+ Q +0.9 Q+0.8Q+0.7Q+0.6Q+0.5Q$

2^{ème} étage : $Q_0+ Q +0.9 Q+0.8Q+0.7Q+0.6Q+0.5Q+0.5Q$

1^{er} étage : $Q_0+ Q +0.9 Q+0.8Q+0.7Q+0.6Q+0.5Q+0.5Q+0.5Q$

RDC : $Q_0+ Q +0.9 Q+0.8Q+0.7Q+0.6Q+0.5Q+0.5Q+0.5Q+0.5Q$

- **Les charges revenant au poteau P₁**

- **Poids des poteaux**

Poteau(s-sol, RDC):

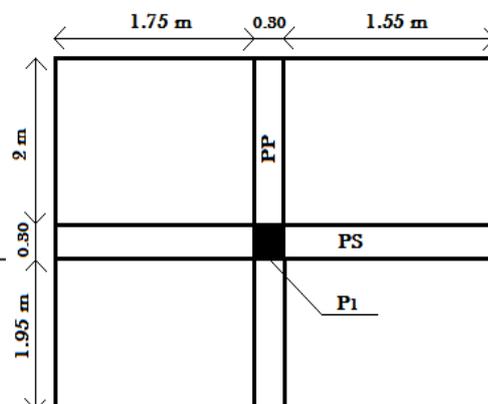
-G₁=0.60x0.55x25x3.14= 25.90 KN

-G₂=0.6x0.55x25x4.08= 33.66 KN

Poteau (1^{er},2^{ème} étage):

- G=0.55x0.50x25x3.06=21.03 KN

Poteau (3^{ème},4^{ème} étage):



$$-G=0.50 \times 0.45 \times 25 \times 3.06 = 17.21 \text{ KN}$$

Poteau (5^{ème}, 6^{ème} étage):

$$G_1 = 0.45 \times 0.40 \times 25 \times 3.06 = 13.77 \text{ KN}$$

Poteau (7^{ème}, 8^{ème} étage):

$$G = 0.40 \times 0.35 \times 25 \times 3.06 = 10.71 \text{ KN}$$

Poteau (buanderie):

$$G = 0.35 \times 0.30 \times 25 \times 3.06 = 8.032 \text{ KN}$$

Figure II.20. Surface afférente du poteau P_1

Terrasse inaccessible:

Pour les charges d'exploitations:

$$S = (1.75 + 0.3 + 1.55) \times (2 + 0.3 + 1.95) - (0.3 \times 0.3)$$

$$S = 15.21 \text{ m}^2$$

Pour les charges permanentes :

$$S = (1.75 + 1.55) \times (2 + 1.95)$$

$$S = 13.035 \text{ m}^2$$

Calcul du poids propre des éléments :

Tableau II.8. Tableau récapitulatif des poids des éléments

Élément	Densité (KN/m ²)	Poids (KN)
Plancher terrasse inaccessible	5.67	73.91
Plancher d'étage courant	5.20	67.78
Poutres principales	25	13.33
Poutres secondaires	25	8.66

Donc le poids des poutres est de : 21.99 KN.

Tableau II.9. Tableau récapitulatif des poids des éléments

N° du niveau	Désignation	G(KN)	Q(KN)
N10	Plancher terrasse	73.91	
	Poutres	21.99	
	Poteau (0.35×0.40)	10.71	
	Total	106.61	
N9	Venant de N10	106.61	
	Plancher E.C	67.78	
	Poutres	21.99	
	Poteau (0.35×0.40)	10.71	
	Murs extérieures	31.38	
	Total	238.47	
N8	Venant de N9	238.47	
	Plancher E.C	67.78	
	Poutres	21.99	
	Poteau (0.40×0.45)	13.77	
	Murs extérieures	31.38	
	Total	423.39	

N7	Venant de N8	423.39	76.80
	Plancher E.C	67.78	
	Poutres	21.99	
	Poteau (0.40×0.45)	13.77	
	Murs extérieures	31.38	
	Total	558.31	
N6	Venant de N7	558.31	92.77
	Plancher E.C	67.78	
	Poutres	21.99	
	Poteau (0.45×0.50)	17.21	
	Murs extérieures	31.38	
	Total	696.67	
N5	Venant de N6	696.67	106.45
	Plancher E.C	67.78	
	Poutres	21.99	
	Poteau (0.45×0.50)	17.21	
	Murs extérieures	31.38	
	Total	835.03	
N4	Venant de N5	835.03	117.85
	Plancher E.C	67.78	
	Poutres	21.99	
	Poteau (0.50×0.55)	21.04	
	Murs extérieures	35.09	
	Total	980.93	
N3	Venant de N4	980.93	129.25
	Plancher E.SER	49.58	
	Poutres	21.99	
	Poteau (0.50×0.55)	21.04	
	Murs extérieures	35.09	
	Escalier	30.95	
	Total	1135.58	
N2	Venant de N3	1135.58	140.65
	Plancher E.SER	49.58	
	Poutres	21.99	
	Poteau (0.55×0.60)	33.66	
	Murs extérieures	35.75	
	Escalier	37.76	
	Total	1310.32	
N1	Venant de N2	1310.32	152.05
	Plancher E.SER	49.58	
	Poutres	21.99	
	Poteau (0.55×0.60)	25.90	
	Murs extérieures	41.35	
	Escalier	37.76	
	Total	1486.90	

$$Nu=1.35G+1.5Q= 2235.39 \text{ KN}$$

$$1.10 \times Nu= 2458.93 \text{ KN}$$

Poteau central (P₂)

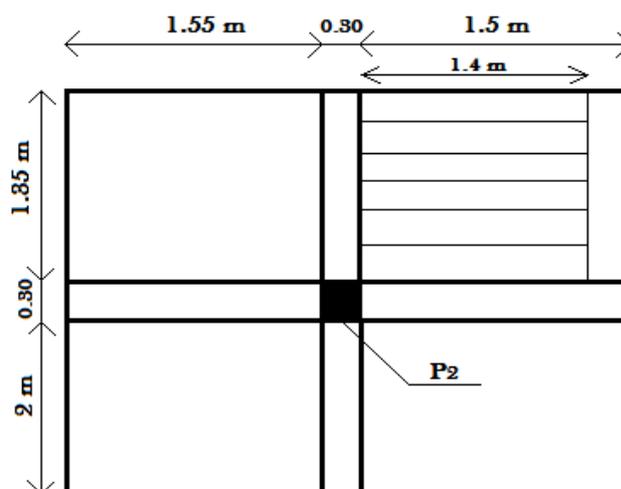
Figure II.21. Surface revenant au poteau (P_2)Les charges revenant au poteau (P_2)

Tableau II.10. Tableau récapitulatif des poids des éléments

N° du niveau	Désignation	G(KN)	Q(KN)
N11	Poids de l'acrotère	7.35	3
	Plancher terrasse	17.01	
	Poutres (0.30×0.35)	9.19	
	Poteau (0.30×0.35)	5.91	
	Total	39.46	
N10	Venant de N11	39.46	11.09
	Plancher terrasse	40.92	
	Dalle pleine	10.50	
	Poutres	19.31	
	Poteau (0.35×0.40)	10.71	
	Total	120.90	
N9	Venant de N10	120.90	29.30
	Plancher E.C	42.60	
	Poutres	19.31	
	Poteau (0.35×0.40)	10.71	
	Murs extérieures	10.04	
	Escalier	17.30	
	Total	220.86	
N8	Venant de N9	220.86	45.49
	Plancher E.C	42.60	
	Poutres	19.31	
	Poteau (0.40×0.45)	13.77	
	Murs extérieures	10.04	
	Escalier	17.30	
	Total	323.88	
N7	Venant de N8	323.88	
	Plancher E.C	42.60	
	Poutres	19.31	
	Poteau (0.40×0.45)	13.77	

	Murs extérieures	10.04	59.65
	Escalier	17.30	
	Total	426.90	
N6	Venant de N7	426.90	71.79
	Plancher E.C	42.60	
	Poutres	19.31	
	Poteau (0.45×0.50)	17.21	
	Murs extérieures	10.04	
	Escalier	17.30	
	Total	533.36	
	Venant de N6	533.36	
Plancher E.C	42.60		
Poutres	19.31		
Poteau (0.45×0.50)	17.21		
Murs extérieures	10.04		
Escalier	17.30		
Total	639.82		
N4	Venant de N5	639.82	92.02
	Plancher E.C	42.60	
	Poutres	19.31	
	Poteau (0.50×0.55)	21.04	
	Murs extérieures	10.04	
	Escalier	17.30	
	Total	750.11	
N3	Venant de N4	750.11	102.14
	Plancher E.C	42.60	
	Poutres	19.31	
	Poteau (0.50×0.55)	21.04	
	Murs extérieures	10.04	
	Escalier	17.30	
	Total	860.40	
N2	Venant de N3	860.40	112.26
	Plancher E.C	42.60	
	Poutres	19.31	
	Poteau (0.55×0.60)	33.66	
	Murs extérieures	10.04	
	Escalier	17.30	
	Total	983.31	
N1	Venant de N2	983.31	122.37
	Plancher E.C	42.60	
	Poutres	19.31	
	Poteau (0.55×0.60)	25.90	
	Murs extérieures	13.97	
	Escalier	17.30	
	Total	1102.39	

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1671.78 \text{ KN}$$

$$1.1N_u = 1838.96 \text{ KN}$$

Récapitulation des résultats :

Tableau II.11. Efforts normaux dans les deux poteaux

Poteaux	G(KN)	Q(KN)	Nu(KN)	Ns(KN)
Poteau P ₁	1486.90	152.05	2235.39	1638.95
Poteau P ₂	1102.39	122.37	1671.78	1224.76

Le poteau le plus sollicité est **P₁** avec un effort normal égal à :

$$Nu = 1.35G + 1.5Q = 2235.39 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (Art B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10%. Après majoration on trouve : Nu = 2458.93KN.

Vérifications :

Vérification des poteaux à la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante : $Nu/B \leq (0.85 \times f_{c28})/1.5$

$$Nu/B \leq (0.85 \times 25)/1.5 = 14.2 \text{ MPa}$$

Vérification de critère de résistance

Tableau II.12. Critère de résistance

Niveau	Nu(KN)	B (m ²)	Nu/B (MPa)	Critère
Sous-sol, RDC	2458.93	0.33	7.45	Vérifié
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	1899.60	0.275	6.91	vérifié
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	1415.66	0.225	6.29	vérifié
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	955.81	0.18	5.31	Vérifié
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	416.86	0.14	2.98	Vérifié

▪ Vérification au flambement

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

▪ **Vérification du poteau du sous-sol :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.86m.$$

$$B = 0.55 \times 0.60 = 0.33 \text{ m}^2.$$

$$I = \frac{0.55 \times 0.60^3}{12} = 9.9 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{9.9 \times 10^{-3}}{0.33}} = 0.173$$

$$\lambda = \frac{2.86}{0.173} = 16.51 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{16.51}{35}\right)^2} = 0.81$$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{2458.93 \times 10^{-3}}{0.81 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.166 \text{ m}^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (55 - 2) \times (60 - 2) \times 10^{-4} = 0.3074 \text{ m}^2$$

$0.3074 \text{ m}^2 > 0.166 \text{ m}^2$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux :

Tableau. II.13. vérification au flambement des poteaux.

Niveaux	Nu(KN)	Sections (cm ²)	Condition $B_r > B_{r,calculé}$		observation
			$B_r(m^2)$	$B_r calculé(m^2)$	
s-sol,RDC	2458.93	55*60	0.3074	0.166	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{eme}	1899.60	50*55	0.2544	0.105	vérifiée
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	1415.66	45*50	0.2064	0.080	vérifiée
5 ^{eme} et 6 ^{eme}	955.81	40*45	0.1634	0.053	vérifiée
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	416.86	35*40	0.1254	0.023	vérifiée

II.7) Conclusion:

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- Poutres principales : $30 \times 45 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $30 \times 35 \text{ cm}^2$
- Voile : $e = 20 \text{ cm}$.
- Poteaux du RDC et S-Sol: $55 \times 60 \text{ cm}^2$
- Poteaux d'étage 1et 2 : $50 \times 55 \text{ cm}^2$
- Poteaux des étages 3 et 4 : $45 \times 50 \text{ cm}^2$
- Poteaux des étages 5 et 6 : $40 \times 45 \text{ cm}^2$
- Poteaux des étages 7 et 8: $35 \times 40 \text{ cm}^2$

III.1. Les planchers

Un plancher est une aire généralement plane réalisée en béton armé, destinée à limiter les différents niveaux d'une structure. Leurs fonctions essentielles :

La résistance : supporter son poids propre, les surcharges d'exploitations et transmettre les charges latérales aux éléments porteurs.

Le confort : isolation thermique, phonique et coupe de feu.

Dans notre structure nous avons des planchers à surcharges modérées, pour cela nous avons opté pour des planchers à corps creux pour des raisons économiques.

III.1.1. disposition et pré dimensionnement des poutrelles

- **Disposition:**

Le choix du sens porteur est donné par 02 critères :

1-Le critère de la petite portée.

2-Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

- **Pré dimensionnement :**

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que :

$$ht = (16+4)cm.$$

Données nécessaires :

$$h_t = 20 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

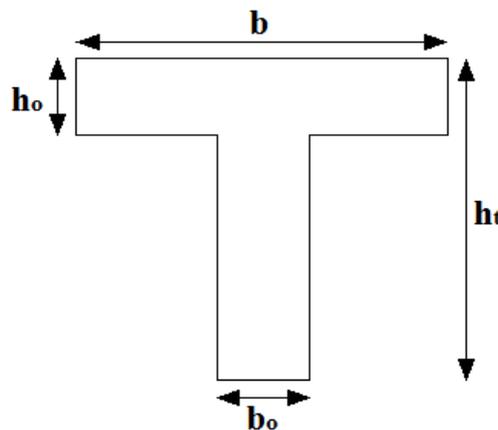


Figure III.1. Dimensions de la poutrelle

a) 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	
Type 6	

Calcul des sollicitations :

à L'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$ et $P_u = bq_u$

à L'ELS : $q_s = G + Q$ et $P_s = bq_s$

Avec : $b = 0,65$ m.

Tableau III.2. Chargement sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse	5.67	1	9.154	5.950	6.670	4.335
Etage courant	5.20	1.5	9.270	6.025	6.700	4.361
Etage Bureau	5.20	2.5	10.77	7.005	7.700	5.005

b) Méthodes de calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour cela, nous disposons deux méthodes : Méthode forfaitaire et Caquot.

❖ La méthode forfaitaire

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharges modérées lorsque les conditions suivantes sont satisfaites.

Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \min(2 \times G ; 5) \text{KN/m}^2$

Le rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

Avec l_i, l_{i+1} : longueur entre nu d'appui de deux travées successive.

Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.

Fissuration peu nuisible.

➤ Exposé de la méthode :

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

➤ Principe de la méthode forfaitaire [BAEL 91]**• Les moments fléchissant**

$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations

et permanentes en valeur pondérée.

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

Les conditions à vérifier :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

$0.5 \times M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0.4 \times M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

$0.6 \times M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.

$0.15 \times M_0$: Pour les appuis de rive.

- **Évaluation des efforts tranchants V_u :**

Les efforts tranchants sont évalués forfaitairement, en supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas, les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques, sauf pour les premiers appuis intermédiaires (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 plusieurs travées.

- ❖ **La méthode de Caquot**

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges élevées, et également à des planchers à surcharges modérées si l'une des 3 conditions de la méthode précédente n'est pas vérifiée.

- **Application de la méthode**

- **Evaluation des moments**

- ✓ **En appuis**

$$M_i = - \frac{q_g * l_g'^3 + q_d * l_d'^3}{8,5(l_g' + l_d')}$$

$$l' = \begin{cases} 1 & \text{travée de rive.} \\ 0,8l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

l'_g, l'_d : Longueur fictives gauche et droite

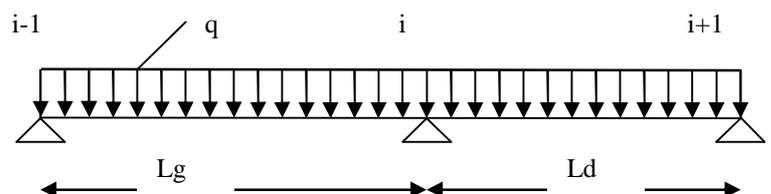


Figure III.2. Schéma statique de la poutrelle.

q_g, q_d : Chargement a gauche et droite de l'appui respectivement

✓ **En travée**

$$M(X) = M_0 + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

M_0 : Moment statique.

$$M_0(x) = \frac{P_u * x}{2} (l - x)$$

$$M(x) = \frac{P_u * x}{2} (l - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$dM(x)/dx = 0 \quad \rightarrow \quad x = x_0$$

$$x_0 = \frac{l}{2} + \left[\frac{M_g - M_d}{l * P_u} \right]$$

$$M'_{max} = M(x_0)$$

Dans notre cas, on applique la méthode forfaitaire pour la détermination des sollicitations.

Calcul des sollicitations

-Pour le plancher étage courant :

❖ **Exemple : Poutrelle type 1** : Qui contient la plus grande travée et qui donne les cas les plus défavorables.

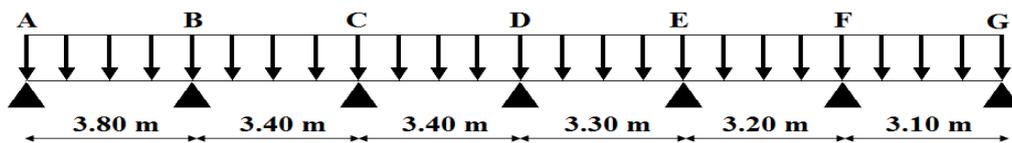


Figure III.3. Schéma statique de la poutrelle type 1

▪ **Vérification des conditions de BAEL :**

- 1^{ère} condition :

Plancher étage à usage de bureau

$$G = 5.20 KN / m^2$$

$$Q = 2.5 KN / m^2 \Rightarrow 2.5 \leq \min(2 \times 5.20; 5) KN / m^2 \quad \dots \quad \text{Vérifiée.}$$

- 2^{ème} condition :

$$\text{Type 1 : } 0.8 \leq \frac{3.80}{3.40}; \frac{3.40}{3.40}; \frac{3.40}{3.30}; \frac{3.30}{3.20}; \frac{3.20}{3.10} \leq 1.25 \quad \dots \quad \text{vérifiée.}$$

La 3^{ème} et la 4^{ème} condition sont vérifiées.

- **Moments isostatiques**

À l'ELU

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{7.005 \times 3.8^2}{8} = 12.636 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{7.005 \times 3.4^2}{8} = 10.122 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{7.005 \times 3.4^2}{8} = 10.122 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée D-E : } M_0^{DE} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{7.005 \times 3.3^2}{8} = 9.536 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée E-F : } M_0^{EF} = \frac{7.005 \times 3.2^2}{8} = 8.966 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée F-G : } M_0^{FG} = \frac{7.005 \times 3.1^2}{8} = 8.410 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_s l^2}{8} = \frac{5.005 \times 3.8^2}{8} = 9.030 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = 7.230 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = 7.230 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée D-E : } M_0^{DE} = 6.810 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée E-F : } M_0^{EF} = 6.410 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée F-G : } M_0^{FG} = 6.010 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur les appuis :**

a) Appuis de rive :

$$M_A = M_G = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$.

b) Appuis intermédiaires :**À l'ELU**

$$M_A = M_G = 0.15 \times (12.636) = 1.895 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = 0.5 \times 12.64 = 6.315 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.5 \times \max(M_0^{EF}, M_0^{FG}) = 0.5 \times 8.966 = 4.483 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = 0.4 \times 10.122 = 4.050 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = 0.4 \times 10.122 = 4.050 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.4 \times \max(M_0^{DE}, M_0^{EF}) = 0.4 \times 9.536 = 3.810 \text{ KN.m}$$

À l'ELS

$$M_A = M_G = 0.15 \times (9.030) = 1.354 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = 0.5 \times 9.03 = 4.520 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.5 \times \max(M_0^{EF}, M_0^{FG}) = 0.5 \times 6.41 = 3.210 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = 0.4 \times 7.23 = 2.89 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = 0.4 \times 7.23 = 2.89 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.4 \times \max(M_0^{DE}, M_0^{EF}) = 0.4 \times 6.81 = 2.72 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{2.5}{2.5 + 5.20} = 0.325$$

$$\alpha = 0.325 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.097 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.297 \end{cases}$$

À l'ELU

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

Travée A-B

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.0975 \times 12.64 - \frac{6.32}{2} = 10.71 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.648 \times 12.64 = 8.20 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée B-C

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.0975 \times 10.20 - \frac{6.20 + 4.05}{2} = 5.92 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.548 \times 10.20 = 5.597 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée C-D

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0975 \times 10.20 - \frac{4.20 + 4.20}{2} = 7.06 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0.548 \times 10.20 = 5.60 \text{KN.m} \end{cases}$$

Travée D-E

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0975 \times 9.53 - \frac{4.20 + 3.81}{2} = 6.53 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0.548 \times 9.53 = 5.224 \text{KN.m} \end{cases}$$

Travée E-F

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0975 \times 8.961 - \frac{3.810 + 4.483}{2} = 5.688 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0.548 \times 8.961 = 4.910 \text{KN.m} \end{cases}$$

Travée F-G

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0975 \times 8.41 - \frac{4.483}{2} = 6.989 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0.648 \times 8.41 = 5.45 \text{KN.m} \end{cases}$$

À l'ELS**Travée A-B**

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0975 \times 9.03 - \frac{4.52}{2} = 7.656 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0.648 \times 9.03 = 5.8514 \text{KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0975 \times 7.23 - \frac{4.52 + 2.894}{2} = 4.232 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0.548 \times 7.23 = 3.963 \text{KN.m} \end{cases}$$

Travée C-D

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0975 \times 7.232 - \frac{2.893 + 2.893}{2} = 5.044 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0.548 \times 7.232 = 3.963 \text{KN.m} \end{cases}$$

Travée D-E

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0975 \times 6.813 - \frac{2.893 + 2.725}{2} = 4.668 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0.548 \times 6.813 = 3.733 \text{KN.m} \end{cases}$$

Travée E-F

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0975 \times 6.41 - \frac{2.725 + 3.21}{2} = 4.067 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.548 \times 6.41 = 3.512 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée F-G

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0975 \times 6.012 - \frac{3.203}{2} = 4.997 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.648 \times 6.012 = 3.895 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Les efforts tranchants**

À L'ELU**Travée A-B**

$$V_A = \frac{7.005 \times 3.8}{2} = 13.30 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.1 \times V_A = -14.636 \text{ KN}$$

Travée B-C

$$V_B = 1.1 \times \frac{7.005 \times 3.4}{2} = 13.09 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{7.005 \times 3.4}{2} = -11.908 \text{ KN}$$

Travée C-D

$$V_C = \frac{7.005 \times 3.40}{2} = 11.908 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{7.005 \times 3.40}{2} = -11.908 \text{ KN}$$

Travée D-E

$$V_D = \frac{7.005 \times 3.30}{2} = 11.558 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{7.005 \times 3.30}{2} = -11.558 \text{ KN}$$

Travée E-F

$$V_E = \frac{7.005 \times 3.20}{2} = 11.20 \text{ KN}$$

$$V_F = 1.1 \times \frac{7.005 \times 3.20}{2} = -12.328 \text{ KN}$$

Travée F-G

$$V_F = 1.1 \times \frac{7.005 \times 3.10}{2} = 11.940 \text{ KN}$$

$$V_G = -\frac{7.005 \times 3.10}{2} = -10.857 \text{ KN}$$

À L'ÉLÉ**Travée A-B**

$$V_A = \frac{5.005 \times 3.8}{2} = 9.510 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.1 \times V_A = -10.460 \text{ KN}$$

Travée B-C

$$V_B = 1.1 \times \frac{5.005 \times 3.4}{2} = 9.360 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{5.005 \times 3.4}{2} = -8.510 \text{ KN}$$

Travée C-D

$$V_C = \frac{5.005 \times 3.40}{2} = 8.510 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{7.005 \times 3.40}{2} = -8.510 \text{ KN}$$

Travée D-E

$$V_D = \frac{7.005 \times 3.30}{2} = 8.260 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{7.005 \times 3.30}{2} = -8.260 \text{ KN}$$

Travée E-F

$$V_E = \frac{7.005 \times 3.20}{2} = 8.010 \text{ KN}$$

$$V_F = -1.1 \times \frac{7.005 \times 3.20}{2} = -8.810 \text{ KN}$$

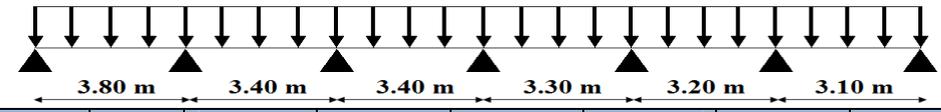
Travée F-G

$$V_F = 1.1 \times \frac{7.005 \times 3.10}{2} = 8.533 \text{ KN}$$

$$V_G = -\frac{7.005 \times 3.10}{2} = -7.760 \text{ KN}$$

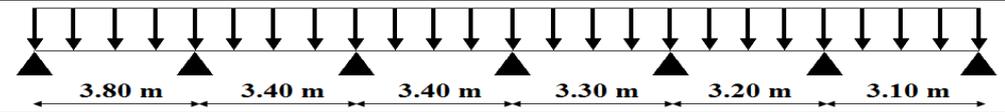
Les résultats des sollicitations sont présentés sur les tableaux suivants :

Tableau III.3. Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1



Travée	Plancher	L(m)	p_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	Service	3.80	7.005	12.64	-1.89	6.320	10.710	13.300	-14.64
	Courant	3.80	6.025	10.88	-1.63	-5.44	8.890	11.45	-12.59
	Terrasse	3.80	5.950	10.74	-1.61	-5.37	8.592	11.31	-12.43
B-C	Service	3.40	7.005	10.122	-6.322	-4.050	5.920	13.090	-11.91
	Courant	3.40	6.025	8.71	-5.44	-3.48	4.84	11.27	-11.27
	Terrasse	3.40	5.950	8.60	-5.37	-3.44	4.630	11.13	-11.13
C-D	Service	3.40	7.005	10.122	-4.050	-4.050	7.060	11.91	11.91
	Courant	3.40	6.025	8.71	-3.48	-3.48	5.82	10.24	-10.24
	Terrasse	3.40	5.950	8.60	-3.44	-3.44	5.590	10.12	-10.12
D-E	Service	3.30	7.005	9.536	-4.050	-3.814	6.530	11.56	-11.56
	Courant	3.30	6.025	8.20	-3.48	-3.28	5.37	9.94	-9.94
	Terrasse	3.30	5.950	8.10	-3.44	-3.24	5.170	9.82	-9.82
E-F	Service	3.20	7.005	8.966	-3.814	-4.483	5.69	11.20	-12.33
	Courant	3.20	6.025	7.71	-3.28	-3.86	4.66	9.64	-10.60
	Terrasse	3.20	5.950	7.62	-3.24	-3.81	4.480	9.52	-10.47
F-G	Service	3.10	7.005	8.415	-4.483	-1.90	6.989	11.940	-10.86
	Courant	3.10	6.025	7.24	-3.86	-1.635	5.80	10.27	-9.34
	Terrasse	3.10	5.950	7.15	-3.81	-1.61	5.60	10.15	-9.22

Tableau III.4. Les sollicitations à ELS, poutrelle type 1



Travée	Plancher	L(m)	p_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	Service	3.80	5.00	9.03	-1.35	-4.52	7.65	9.51	-10.41
	Courant	3.80	4.355	7.86	-1.18	-3.93	6.42	8.27	9.10
	Terrasse	3.80	4.355	7.83	-1.17	-3.92	6.262	8.24	9.060
B-C	Service	3.40	5.00	7.23	-4.52	-2.89	4.23	9.36	-9.36
	Courant	3.40	4.355	6.29	-3.93	-2.52	3.49	8.14	8.14
	Terrasse	3.40	4.355	6.29	-3.92	-2.50	3.369	8.11	8.11
C-D	Service	3.40	5.00	7.23	-2.89	-2.89	5.04	8.51	-8.51
	Courant	3.40	4.355	6.29	-2.52	-2.52	4.19	7.40	7.40
	Terrasse	3.40	4.355	6.29	-2.50	-2.36	3.770	7.15	7.15
D-E	Service	3.30	5.00	6.81	-2.89	-2.72	4.67	8.26	-8.26
	Courant	3.30	4.355	5.93	-2.52	-2.37	3.88	7.19	7.19
	Terrasse	3.30	4.355	5.90	-2.50	-2.50	4.073	7.37	7.37
E-F	Service	3.20	5.00	6.41	-2.72	-3.21	4.07	8.01	-8.81
	Courant	3.20	4.355	5.57	-2.37	-2.79	3.36	6.97	7.66
	Terrasse	3.20	4.355	5.55	-2.36	-2.78	3.260	6.94	7.63

F-G	Service	3.10	5.00	6.01	-3.21	-1.35	4.99	8.53	-7.76
	Courant	3.10	4.355	5.23	-2.79	-1.18	4.19	7.43	6.75
	Terrasse	3.10	4.355	5.21	-2.78	-1.17	4.082	7.39	6.72

Tableau III.5. Résultats de calcul pour le 1^{er} type de poutrelle pour les différents niveaux

Plancher à usage service (bureaux)					
Type 1					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$
	-6.320	10.710	14.636	7.650	-4.520
	-0.55	3.678	7.176	2.629	-0.394
Plancher à usage d'habitation					
Type 1					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$
	-5.439	8.890	-12.594	6.422	-3.931
	-4.067	5.201	-10.395	3.759	-2.939
Plancher terrasse inaccessible					
Type 1					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$
	-5.370	8.592	-12.436	6.261	-3.913

II .1.2. Ferrailage des poutrelles

On prend comme exemple pour le ferrailage la poutrelle type1 du plancher étage courant qui est sollicité par les efforts suivants :

$$\text{I'ELU : } \begin{cases} M_{Travée}^{Max} = 10.710 \text{ KN.m} \\ M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.895 \text{ KN.m (rive)} \\ -6.320 \text{ KN.m (int erne)} \end{cases} \\ V^{Max} = 14.636 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{I'ELS : } \begin{cases} M_{Travée}^{Max} = 7.650 \text{ KN.m} \\ M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.354 \text{ KN.m (Rive)} \\ -4.520 \text{ KN.m (int erne)} \end{cases} \end{cases}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$\begin{aligned} b &= 65 \text{ cm} \\ h_0 &= 4 \text{ cm} \\ h &= 20 \text{ cm} \\ H &= 16 \text{ cm} \\ b_0 &= 10 \text{ cm} \\ d &= 18 \text{ cm} \end{aligned}$$

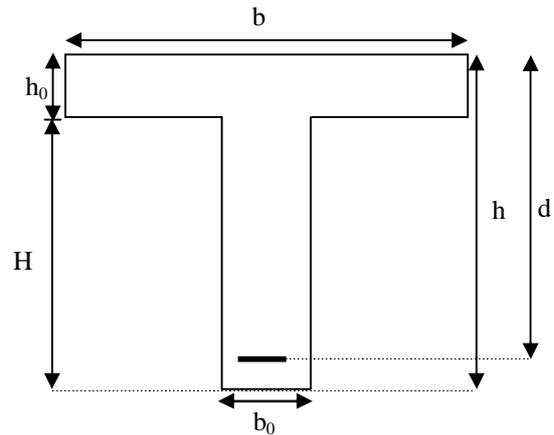


Figure III.4. Dimensions de la poutrelle

A)-calcul à l'ELU

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

Si $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc

la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

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.

1)-Armatures longitudinales

- Ferrailage en travée

$$\begin{aligned} M_{tu} &= b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \\ M_{tu} &= 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \\ M_{tu} &= 59.072 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$M_{tu} > M_u = 10.710 \text{ KN.m} \Rightarrow$ 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 ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.710 * 10^{-3}}{0.65 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.0358$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.0358$$

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

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0455$$

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

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{travée} = 1.741cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

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

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

$A^{travée} = 1.741cm^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

On prend $A_s = 3 \phi 10 = 2.36 cm^2$

2)-Ferrailage en appuis

- **Appuis intermédiaire**

$$M_{Interne}^a = -6.320KN.m$$

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 $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20)m^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.137$$

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

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

sont pas nécessaires ($A'_s = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.185$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.166m$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Interne} = 1.090cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

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

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

$A_a^{interne} = 1.090cm^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

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

- **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 $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20)m^2$.

$$M_{Rive}^a = -1.895 KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0419$$

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

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

sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0526$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.1762m$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Rive} = 0.309cm^2$$

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

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

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

$A_a^{rive} = 0.309cm^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

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

- **Vérification de l'effort tranchant**

D'après le **CBA93 (art A.5.1.1)** la contrainte de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 * d} = \frac{14.636 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18} = 0.813 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau} = \min(0.20 f_{c28} / 1.15; 5 \text{ MPa}) = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.813 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis :**

-Appuis de rive

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

$$A_l = 0.50 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 14.636 \times 10^{-3}}{400} = 0.420 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

-Appui intermédiaire

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

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[14.636 - \frac{6.320}{0.9 \times 0.22} \right] \times 10^{-3} = -0.70 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l \geq -0.70 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire car au niveau de l'appui intermédiaire car l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

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

D'après le **CBA93 (art A.5.1.1)** la contrainte de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible de cisaillement

$$\tau_u = \frac{v_u (b - b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{14.636 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.10)}{1.8 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.955 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

- Pas risque de rupture à la jonction table -nervure

2) 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 $2\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

- **Calcul de l'espacement**

Selon le CBA (art A.5.1.2.3) :

$$St = \min \begin{cases} \bullet (0.9d, 40 \text{ cm}) = 16.20 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57 \text{ cm} \\ \bullet \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = 99.67 \end{cases}$$

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

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

a) Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

a.1) Vérification de la bielle

D'après le CBA93 (art A.5.1.3) :

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$

$a \leq 0.9 \cdot d = 0.162 \text{ m}$ soit : $a = 0.162 \text{ m}$

$\Rightarrow V_u = 14.636 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 = 108.13 \text{ KN}$ vérifiée.

a.2) Vérification des armatures longitudinales :

- **Appuis de rives :**

$$\frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 14.636 \times 10^{-3}}{400} = 0.420 \text{ cm}$$

Avec $A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$

$$A_L = 3\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 2.86 \text{ cm}$$

$$A_L > \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Appui intermédiaire :**

$$A_a \geq [V_u + (Ma/0.9 \cdot d)] \gamma_s / f_e$$

$$A_a \geq [14.636 - (6.320/0.9 \cdot 0.18)] < 0$$

- Donc aucune vérification à faire.

III.1.2.1. Ferrailage des poutrelles

Tableau III.5. Calcul des sections d'armatures des poutrelles

		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A adopté (cm ²)
Etage Service	travée	10.710	0.035	0.045	17.67	1.741	1.412	3HA10=2.36
	Appui interm	-6.320	0.137	0.185	16.67	1.090	0.217	2HA10 =1.57
	Appui de rive	-1.895	0.041	0.052	17.62	0.309	0.217	1HA10 =0.79
Etage Courant	travée	8.890	0.029	0.037	17.72	1.443	1.412	3HA10 =2.36
	Appui interm	-5.439	0.118	0.015	16.80	0.930	0.217	2HA8 =1.00
	Appui de rive	-1.632	0.035	0.045	17.62	0.266	0.217	1HA8 =0.50
Terrasse	travée	8.592	0.028	0.036	17.70	1.394	1.412	3HA10 =2.36
	Appui interm	-5.370	0.116	0.155	16.81	0.918	0.217	2HA8 =1.00
	Appui de rive	-1.611	0.035	0.044	17.64	0.263	0.217	1HA8 =0.50

B) Vérification des poutrelles à l'ELS

Il y a lieu de vérifier :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

BAEL 91(Article B.6.3)

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

- **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

➤ **En travée**

$$M_{Tser}^{max} = 7.650 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.36 \text{ (cm}^2\text{)}$$

-Position de l'axe neutre

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

$$A' = 0$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 0.244 \times 10^{-4} > 0$$

L'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow calcul d'une section en rectangulaire $b \cdot h$.

$$\Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15 (A + A') y - 15 (Ad + A' d') = 0$$

$$\Rightarrow \frac{0.65}{2} y^2 + 15(2.36 \times 10^{-4})y - 15(2.36 \times 10^{-4} \times 0.18) = 0$$

$$\Rightarrow Y = 0.039 \text{ m}$$

-Calcul de moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2 \Rightarrow I = 8323.14 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{3.91 \times 7.65 \times 10^3}{8323.11} = 3.594 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• En appuis

$$M_{ser}^{max} = 4.520 \text{ Kn.m}$$

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2$$

-Position de l'axe neutre :

$$H = b.h_0^2 + 30.A'(h_0 - d') - 30.A(d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = 1.903 \times 10^4 > 0$$

L'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow calcul d'une section en rectangulaire $b \cdot h$.

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

$$Y = 0.032 \text{ m}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2 \Rightarrow I = 5877.75 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{3.20 \times 4.520 \times 10^3}{5877.752} = 2.460 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ Vérification de la flèche : elle est évaluée selon les recommandations du **BAEL 91 (Article B.6.5)** et celle du **CBA 93**.

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\bullet \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\bullet \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\bullet \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{l} = \frac{20}{380} = 0.052 < \frac{1}{16}$$

La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Tel que :

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ cm}$$

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.

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

Contraintes (σ_s)

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

-Inerties fictives (I_f)

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

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

Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.852 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 5.20 = 3.38 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (5.20 + 2.5) = 5.005 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.852 \times 3.80^2}{8} = 2.507 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.38 \times 3.80^2}{8} = 4.575 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{5.005 \times 3.80^2}{8} = 6.775 \text{ KN.m}$$

-Propriété de la section

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

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

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 20 + 15 \times 2.36 = 1335.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1335.4} \times \left(\frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18 \right) \Rightarrow V_1 = 10.21 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - 10.21 \Rightarrow V_2 = 9.79 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (10.21^3 + 9.79^3) + 15 \times 2.36 \times (9.79 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 48311.41 \text{ cm}^4$$

$$I = 832314 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013$$

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

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$y = 0.039 \text{ m}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \quad \text{Coefficient de déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Coefficient de déformation différée.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.10}{0.65}) \times 0.013} = 3.281 \quad ; \quad \lambda_v = 0.4 \times 3.28 = 1.31$$

Calcul des contraintes

$$\sigma_{sj} = 63.62 \text{ Mpa} \quad ; \quad \sigma_{sg} = 116.24 \text{ Mpa} \quad ; \quad \sigma_{sp} = 172.13 \text{ Mpa}$$

Calcul des inerties fictives

$$\mu_j = 0.320 \quad ; \quad \mu_g = 0.548 \quad ; \quad \mu_p = 0.667$$

$$I_{f_{ij}} = 25928.25 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = 18996.85 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = 16670.81 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = 30934.96 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches

$$f_{ji} = \frac{2.504 \times 10^{-3} \times 3.80^2}{10 \times 32164.2 \times 25928.25 \times 10^{-8}} = 0.433 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{4.575 \times 10^{-3} \times 3.80^2}{10 \times 32164.2 \times 18996.85 \times 10^{-8}} = 1.08 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{6.775 \times 10^{-3} \times 3.80^2}{10 \times 32164.2 \times 16670.8 \times 10^{-8}} = 1.825 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{4.575 \times 10^{-3} \times 3.80^2}{10 \times 10721.4 \times 30934.96 \times 10^{-8}} = 1.99 \times 10^{-3} \text{ m}$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (1.99 - 0.433 + 1.82 - 1.08) \times 10^{-3} = 2.297 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.229 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.76 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

Vérification à l'ELS :

a) Etat limite de compression de béton :

Tableau III.6. Vérification des états limites de compression du béton

		En travée			En appui			$\bar{\sigma}$ Mpa
		M_t KN.m	I cm ⁴	σ Mpa	M_a KN.m	I cm ⁴	σ Mpa	
Etage service	Poutrelles de type1	7.650	8324.14	3.594	4.520	5877.75	2.460	15
Etage Courant	Poutrelles de type1	6.422	8324.14	3.594	3.931	3937.5	2.66	15
Terrasse	Poutrelles de type1	6.261	8324.41	3.594	3.913	3937.5	2.64	15

b) Etat limite de déformation :

Tableau III.7. Vérification des états limites de déformation.

	type	q_{jser} KN/m	q_{gser} KN/m	q_{pser} KN/m	M_{jser} KN.m	M_{gser} KN.m	M_{pser} KN.m	I_0 Cm ⁴	ρ	λ_i	λ_v
Etage service	1	1.85	3.38	5.005	2.504	4.575	6.775	48311.41	0.013	3.28	1.31
Etage courant	1	1.85	3.38	4.361	2.504	4.575	5.982	48311.41	0.013	3.28	1.31
Terrasse	1	1.85	3.685	4.335	2.504	5.019	5.938	48311.41	0.013	3.28	1.31

	type	σ_{sj} Mpa	σ_{sg} Mpa	σ_{sp} Mpa	μ_j	μ_g	μ_p	I_{ij} Cm ⁴	I_{ig} Cm ⁴	I_{ip} Cm ⁴
Etage service	1	63.75	116.24	172.85	0.322	0.548	0.67	25928.25	18996.85	16670.81
Etage courant	1	63.75	116.24	151.84	0.322	0.548	0.63	25928.2	18996.85	17337.1
Terrasse	1	63.75	128.02	150.04	0.322	0.583	0.63	25928.2	18340.13	17368.23

	type	I_{vg} Cm ⁴	f_{ji} mm	f_{gi} mm	f_{pi} mm	f_{gv} mm	Δf mm	f_{adm} mm
Etage service	1	30934.96	0.433	1.085	1.825	1.990	2.293	7.6
Etage courant	1	30934.96	0.433	1.085	1.535	2.008	2.021	7.6
Terrasse	1	30130.77	0.433	1.224	1.523	2.230	2.096	7.6

- **Ferrailage de la dalle de compression :**

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

Armatures parallèles aux poutrelles :

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

On choisit :

5HA6/ml = 1.41 cm²/ml perpendiculaires aux poutrelles

→ St = 20 cm < 33 cm vérifiée.

3HA6/ml = 0.85 cm²/ml parallèles aux poutrelles

→ St = 33.33 cm < 44 cm vérifiée.

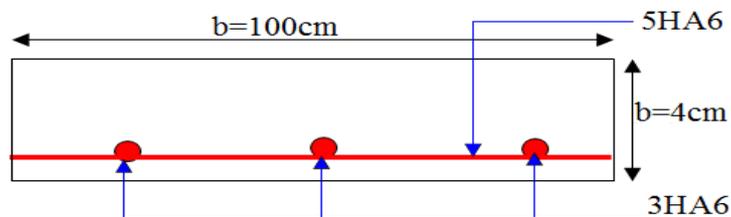
Schéma de ferrailage :


Figure III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

Tableau III.8. Schéma de ferrailage des poutrelles

plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Etage service	<p>1HA10</p> <p>$\phi 6$ St=15 cm</p> <p>3HA10</p>	<p>2HA10</p> <p>$\phi 6$ St=15 cm</p> <p>3 HA10</p>
Etage courant	<p>1HA8</p> <p>$\phi 6$ St=15 cm</p> <p>3HA10</p>	<p>2HA8</p> <p>$\phi 6$ St=15 cm</p> <p>3HA10</p>
Terrasse inaccessible	<p>1HA8</p> <p>$\phi 6$ St=15 cm</p> <p>3HA10</p>	<p>2HA8</p> <p>$\phi 6$ St=15 cm</p> <p>3HA10</p>

III.2. Etude des dalles pleines

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

III.2.1. Dalle pleine sur quatre appuis

1. Evaluation des charges

$$G = 4.86 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU} : P_u = 1.35G + 1.5Q = 8.061 \text{ KN/m}$$

$$\text{A l'ELS} : P_s = G + Q = 5.86 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{300}{390} = 0.77 \Rightarrow \rho > 0.4$$

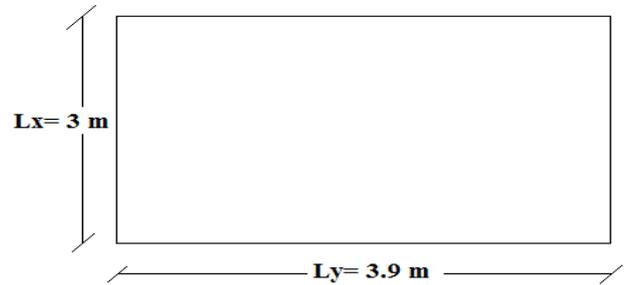


Figure III.6. Dalle sur 4 appuis

→ La dalle travaille selon deux sens L_x et L_y .

2. Calcul à l'ELU : $\nu = 0$ et $\rho = 0.77$

- **Calcul des moments** : De tableau on tire les valeurs de μ_x et μ_y qui correspondent à

$$\nu = 0 \text{ et } \rho = 0.77$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.5440 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_u = 4.32 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 2.35 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, $h = 14\text{cm}$ (Epaisseur de la dalle)

- **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times (4.32) = 3.24 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times (2.35) = 1.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en appuis**

$$\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times M_{ox} = 0.5 \times (4.32) = 2.16 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0.5 \times M_{oy} = 0.5 \times (2.35) = 1.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-Calcul de la section d'armatures

Le calcul fait à la flexion simple pour une section $(b \times h) = (1 \times 0.14) \text{ m}^2$.

Le diamètre des barres utilisées doit être : $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} (= 1.4\text{cm})$

En travée

- Sens xx

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{3.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.018 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.023; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.1089 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{3.24 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1089} \Rightarrow A = 0.855 \text{ cm}^2$$

- Sens yy

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.76 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.010 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.012 ; Z = 0.1094 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{1.76 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1094} \Rightarrow A = 0.462 \text{ cm}^2$$

En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.012 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.015 ; z = 0.1093 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{2.16 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1093} \Rightarrow A = 0.56 \text{ cm}^2$$

-Vérification de la condition de non fragilité

Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$; avec : $f_e E 400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

- Sens xx

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.77}{2} \right) \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1.25 \text{ cm}^2$$

- Sens y-y : $A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2$

Tableau III.9. Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm^2)	A_a^{cal} (cm^2)	A_t^{\min} (cm^2)	A_a^{\min} (cm^2)	A_t^{adop} (cm^2)	A_a^{adop} (cm^2)
Sens xx	3.24	2.16	0.855	0.56	1.25	1.25	4T10=3.14	4T10=3,14
Sens yy	1.76	2.16	0.462	0.56	1.12	1.25	4T8=2.01	4T8=2,01

Espacement des armatures

- Armatures // L_x : $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

- Armatures // L_y : $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$, On opte: $S_t = 25 \text{ cm}$ pour les deux sens.

3. Vérification à l'ELU

- cisaillement

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_Y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{\max} = \frac{8.25 \times 3.9}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.77}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 11.61 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{11.61 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} \Rightarrow \tau_U = 0.105 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

4. Vérification à l'ELS

a) État limite de compression du béton : $(\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}) \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$)

$$v = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0661 \\ \mu_y = 0.6710 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x P_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0661 \times 5.86 \times 3^2 = 3.486 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.6710 \times 3.486 = 2.33 \text{ KN.m} \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

Moments en travées

$$M_t^x = 0.75 M_x \Rightarrow M_t^x = 2.614 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 M_y \Rightarrow M_t^y = 1.747 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en appuis : } M_a^x = -0.5 M_x \Rightarrow M_a^x = -1.743 \text{ KN.m}$$

b) Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

Selon L_x : $M_t^x = 2.614 \text{ KN.m}$, $A = 3.14 \text{ cm}^2$; $d = 11 \text{ cm}$; $Y = 2.78 \text{ cm}$; $I = 3898.637 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 1.86 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée .}$$

Selon L_y : $M_t^y = 1.743 \text{ KN.m}$, $A = 3.14 \text{ cm}^2$; $Y = 2.78 \text{ cm}$; $I = 3898.637 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 1.24 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée .}$$

c) Etat limite d'ouverture des fissures

Selon L_x : $M_t^x = 2.614 \text{ KN.m}$, $A = 3.14 \text{ cm}^2$ et $d = 11 \text{ cm}$; $Y = 2.78 \text{ cm}$; $I = 3898.636 \text{ cm}^4$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 201.63 \text{ MPa.} \quad \text{BAEL91 (Art. B. 7. 5)}$$

Avec : $\eta = 1.6$ (acier HA)

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 82.671 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

Selon L_y : $M_y^t = 1.747 \text{ KN.m}$; $A = 3.14 \text{ cm}^2$; $Y = 2.78 \text{ cm}$; $I = 3898.636 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 55.25 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ c'est vérifié.}$$

d) Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens X-X :

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.046 > 0.042 \dots \dots \dots \text{Vérifié. BAEL91 (Art.L.IV, 10)}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0028 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Sens Y-Y :

$$1. \frac{h}{l_y} > \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}} \Leftrightarrow 0.041 > 0.037 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0028 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées dans les deux sens.

5. Schéma de ferrailage

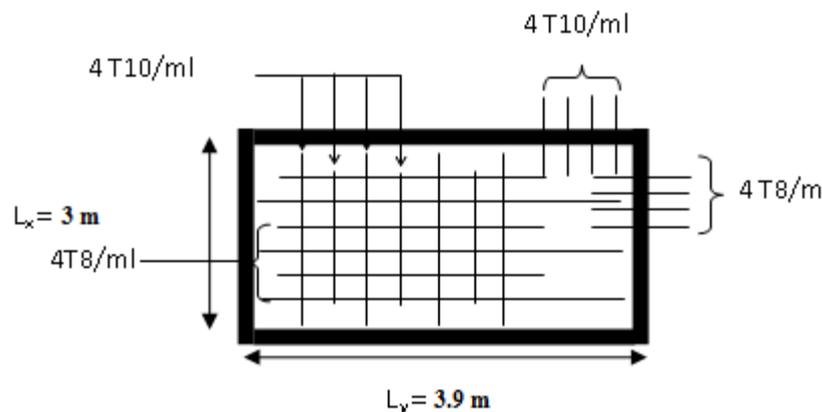


Figure III.7. Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis

III.2.2. Dalles pleines sur trois appuis

1. Méthode de calcul

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

$$1) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_y = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$2) l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_y = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

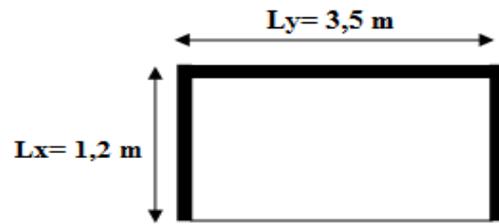


Figure III.8 . Dalle sur trois appuis

2. Calcul des sollicitations

$$\rho = \frac{1,2}{3,5} = 0,34 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{3,5}{2} = 1,75 \Rightarrow L_x < L_y/2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_y = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

$$\text{On a: } G = 5,10 \text{ KN/m}^2; \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1,35 G + 1,5 Q \Rightarrow P_u = 12,13 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 5,10 + 3,5 = 8,60 \text{ KN/m}^2$$

3. Ferrailage à l'E.L.U

$$\begin{cases} M_{0x} = 12,13 \times \frac{1,2^2}{2} \times 3,5 - 2 \times 12,13 \times \frac{1,2^3}{3} \Rightarrow M_{0x} = 16,59 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 12,13 \times \frac{1,2^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 3,49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 14,10 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 2,96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-En appuis

$$\begin{cases} M_{tx} = -0,3 M_{0x} = -4,97 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = -0,3 M_{0y} = -1,05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ferrailage

$$d_x = 0,9 \times e \Rightarrow d_x = 0,9 \times 14 = 12,6 \text{ cm}$$

$$d_y = 0,8 \times e \Rightarrow d_y = 0,8 \times 14 = 11,2 \text{ cm}$$

Tableau.III.10. Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
En Travée	Selon y	14.10	0.06	0.077	0.122	3.21	1.52	4HA12=4.52
	Selon x	2.96	0.02	0.025	0.111	0.77	1.35	4HA8=2.01
En appui	Selon x et y	4.90	0.022	0.027	0.124	1.15	1.52	4HA8=2.01

4. Calcul de l'espacement des armatures

// à L_x : $S_t \leq \min(4e; 45cm)$. Donc $S_t \leq 45cm$; On opte : $S_t=25cm$

// à L_y : $S_t \leq \min(3e; 33cm)$. Donc : $S_t \leq 33cm$; On opte: $S_t=25cm$

5. Vérification a l'E.L.U

- L'effort tranchant

$$V_{max} = \frac{P_U \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{12.13 \times 3.5}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.34}{2}} = 18.14KN$$

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b \times d_x} \Rightarrow \tau_{max} = \frac{18.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126} \Rightarrow \tau_{max} = 0.144MPa < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement

6. Vérification a l'E.L.S

- État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 8.60 \times \frac{1.2^2}{2} \times 3.5 - 2 \times 8.60 \frac{1.2^3}{3} \Rightarrow M_{0x} = 11.814KN.m \\ M_{0y} = 8.60 \times \frac{1.2^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 2.488KN.m \end{cases}$$

Calcul de y : $\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2$

Tableau III.11. Vérification de l'état limite de compression de béton

	Sens	M (KN.m)	A(Cm ²)	Y (Cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)
En travée	Selon x	9.99	4.52	3.51	7.04×10^{-5}	4.98	15
	Selon y	2.11	2.01	2.31	2.79×10^{-5}	1.74	15
En appui	Selon x et y	3.53	2.01	2.74	3.59×10^{-5}	2.43	15

Donc la condition $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ est vérifiée.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

On doit avoir : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

Tableau III.12. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures

	Sens	M (KN.m)	A (Cm ²)	Y (Cm)	I (m ⁴)	σ_{st} (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
En travée	Selon x	9.99	4.52	3.51	7.04×10^{-5}	193.37	201.63
	Selon y	2.11	2.01	2.31	2.79×10^{-5}	100.96	201.63
En appui	Selon x et y	3.53	2.01	2.74	3.59×10^{-5}	149.41	201.63

Donc la condition $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$ est vérifiée.

- **Etat limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

Sens x-x :

$$\left\{ \begin{array}{l} -e/l_x > 3/80 \Leftrightarrow 0.14/1.2 = 0.12 > 3/80 = 0.037 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ -e/l_x > M_{tx} / (20 \times M_{0x}) \Leftrightarrow 0.14/1.2 = 0.12 > 9.99 / (20 \times 11.76) \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ -A_s / (b \times d) < 2/f_e \Leftrightarrow 0.003 < 0.005 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Sens y-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} -e/l_y > 3/80 \Leftrightarrow 0.14/3.5 = 0.04 > 3/80 = 0.037 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ -e/l_y > M_{ty} / (20 \times M_{0y}) \Leftrightarrow 0.14/3.5 = 0.04 > 2.11 / (20 \times 2.96) = 0.03 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ -A_s / (b \times d) < 2/f_e \Leftrightarrow 0.002 < 0.005 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées dans les deux sens.

Schéma de ferrailage :

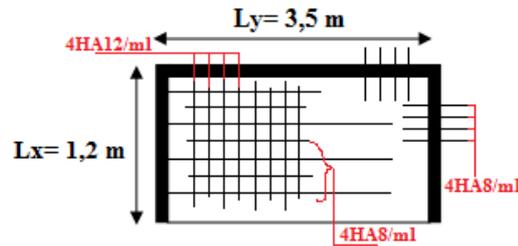


Figure III.9. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis

III.2.3. Dalle sur un seul appui :

Le balcon (dalle sur 1 appui) :

Dans ce cas, le balcon est calculé comme une console sollicitée par les charges suivantes :

$$\begin{cases} G = 5.10 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \\ F = 1 \text{ KN/m (Charge concentrée du garde-corps)} \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.13 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = G + Q = 8.60 \text{ KN/m}^2 \\ F_u = 1.35F = 1.35 \text{ KN/m} \\ F_s = 1 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Le calcul se fera pour une bonde de 1m, (b=1m)

D'où :

$$\begin{cases} P_u = q_u \cdot b = 12.13 \text{ KN/m} \\ P_s = q_s \cdot b = 8.60 \text{ KN/m} \\ F_u = F_u \cdot b = 1.35 \text{ KN} \\ F_s = F_s \cdot b = 1 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul du moment "Mu":

$$M_u = -(P_u \cdot L_x^2) / 2 - F_u \cdot L_x = -(12.13 \cdot 1^2) / 2 - 1.35 \cdot 1 = -7.41 \text{ KN.m}$$

❖ Ferrailage

• Armatures longitudinales

$$\begin{aligned} \mu_{bu} &= 0.033 & \alpha &= 0.042 & Z &= 0.124 \text{ m} \\ A_{cal} &= 1.72 \text{ cm}^2 & A_{min} &= 1.52 \text{ cm}^2 & A_{adop} &= 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

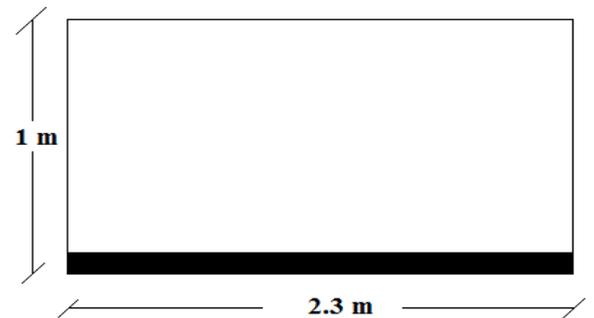


Figure III.10. Dalle sur un seul appui

- **Armatures de répartitions**

$$A_r = A_{adop} / 4 = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{et } S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérifications à l'E.L.U

- **Espacement :**

On a une fissuration préjudiciable :

$$\text{Donc: } S_t \leq (2e, 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm}$$

D'où $S_t = 25\text{cm}$ la condition est vérifiée.

Condition de non fragilité :

$$\text{On a : } A_{\min} = 1.52 \text{ cm}^2 < A_{adop} = 3.14 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

- **Cisaillement :**

$$V_u = P_u \cdot L_x + F_u = 12.13 \cdot 1 + 1.35 = 13.48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{13.48}{1 \cdot 0.126} = 107 \text{ KPa} = 0.107 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.107 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement

Vérifications l'E.L.S

- **Calcul du moment "Ms":**

$$M_s = (P_s \cdot L_x^2) / 2 + F_s \cdot L_x = (8.60 \cdot 1^2) / 2 + 1 \cdot 1 = 5.30 \text{ KN.m}$$

1. Etat limite de compression de béton :

$$\text{On doit avoir : } \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 3.01 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 5240.73 \text{ cm}^4$$

$$\text{D'où : } \sigma_{bc} = [(5.3 \cdot 10^{-3}) / (5.24 \cdot 10^{-5})] \cdot 3.01 \cdot 10^{-2} = 3.04 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

On doit avoir : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_s$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{5.3}{5240.73} (12.6 - 3.01) \leq \overline{\sigma}_s = \min [266.67; 201.63] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{st} = 145.47 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

Les conditions de la flèche sont vérifiées

3. Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} e/l_x > 3/80 \Leftrightarrow 0.14/1 = 0.14 > 3/80 = 0.037 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ e/l_x > M_{tx} / (20 \times M_{0x}) \Leftrightarrow 0.14/1 = 0.14 > 5.3 / (20 \times 5.3) = 0.05 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ A_s / (b \times d) < 2/f_e \Leftrightarrow 0.0025 < 0.005 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Le schéma de ferrailage :

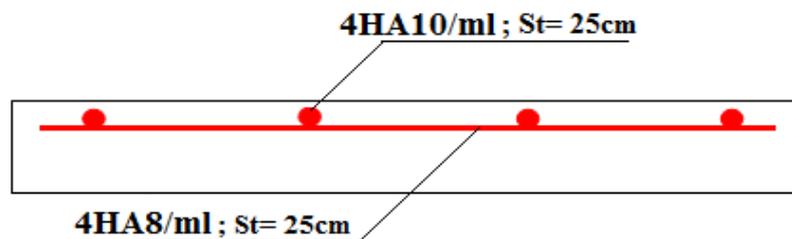


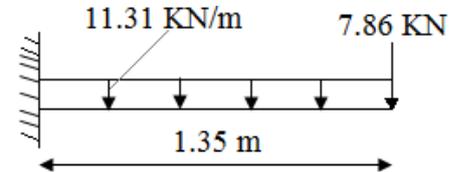
Figure III.11. Schéma de ferrailage d'une dalle sur un seul appui

III.2.4. Dalle sur un seul appui :

- **Palier de repos de la cage d'escalier :**

Dans ce cas, le palier est calculé comme une console sollicitée par les charges suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G= 5.60 \text{ KN/m}^2 \\ Q= 2.5 \text{ KN/m}^2 \\ F= 2.85*(3.06-0.3)=7.86 \text{ KN/m (Poids de mur extérieure)} \end{array} \right.$$



D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u= 1.35G+1.5Q= 11.31 \text{ KN/m}^2 \\ q_s= G+Q= 8.10 \text{ KN/m}^2 \\ F_u= 1.35F= 10.61 \text{ KN/m} \\ F_s= 7.86 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

Le calcul se fera pour une bande de 1m, (b=1m)

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u= q_u \cdot b= 11.31 \text{ KN/m} \\ P_s= q_s \cdot b= 8.10 \text{ KN/m} \\ F_u= F_u \cdot b= 10.61 \text{ KN} \\ F_s= F_s \cdot b= 7.86 \text{ KN} \end{array} \right.$$

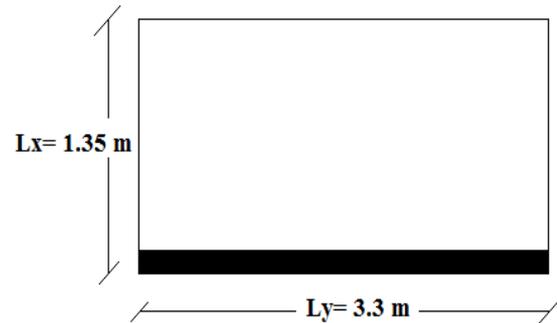


Figure III.12. Dalle sur un seul appui

Calcul du moment "Mu":

$$M_u = -(P_u * L_x^2) / 2 - F_u * L_x = -(11.32 * 1.35^2) / 2 - 10.61 * 1.35 = -24.63 \text{ KN.m}$$

❖ Ferrailage

- **Armatures longitudinales**

$$\mu_{bu} = 0.09 \quad \alpha = 0.12 \quad Z = 0.133 \text{ m}$$

$$A_{cal} = 5.32 \text{ cm}^2 \quad A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 \quad A_{adop} = 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition

$$A_r = A_{adop} / 4 = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{et } S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérifications à l'E.L.U

- **Espacement :**

On a une fissuration préjudiciable :

$$\text{Donc: } S_t \leq (2e, 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm}$$

D'où $S_t = 25\text{cm}$ la condition est vérifiée.

Condition de non fragilité :

$$\text{On a : } A_{\min} = 1.52 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}} = 6.16 \text{ cm}^2$$

- La condition de non fragilité est vérifiée.

- **Cisaillement :**

$$V_u = P_u \cdot L_x + F_u = 11.32 \cdot 1.35 + 10.61 = 25.88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{25.88}{1 \times 0.14} = 185 \text{ KPa} = 0.185 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.185 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa}$$

- Pas de risque de cisaillement

Vérifications l'E.L.S

Calcul du moment "Ms":

$$M_s = (P_s \cdot L_x^2) / 2 + F_s \cdot L_x = (8.11 \cdot 1.35^2) / 2 + 7.86 \cdot 1.35 = 17.99 \text{ KN.m}$$

1. Etat limite de compression de béton :

$$\text{On doit avoir : } \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 4.24 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 11328.35 \text{ cm}^4$$

$$D'où : \sigma_{bc} = [(17.99 \cdot 10^{-3}) / (11.328 \cdot 10^{-5})] \cdot 4.24 \cdot 10^{-2} = 6.73 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\text{On doit avoir : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_{te}; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{17.99}{11328.35} (12 - 4.24) \leq \bar{\sigma}_s = \min [266.67; 201.63] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 184.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

3. Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} e/l_x > 3/80 \Leftrightarrow 0.16/1.35 = 0.118 > 3/80 = 0.037 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ e/l_x > M_{tx} / (20 \times M_{0x}) \Leftrightarrow 0.16/1 = 0.118 > 17.99 / (20 \times 17.99) = 0.05 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ A_s / (b \times d) < 2/f_e \Leftrightarrow 0.0044 < 0.005 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

- Les conditions de la flèche sont vérifiées

Le schéma de ferrailage :

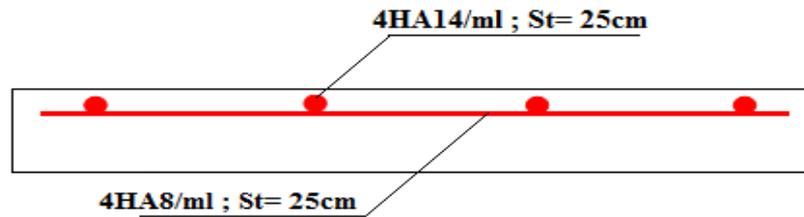


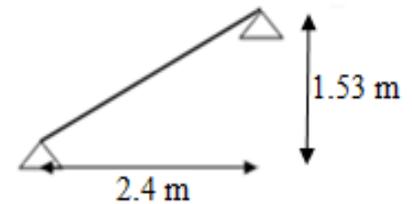
Figure III.13. Schéma de ferrailage d'une dalle sur un seul appui

III.3. Etude des escaliers

Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a trois types d'escaliers en béton armé.



III.3.1. Etude d'escalier type I

❖ Pour la volée (1):

1. Combinaison de charges

$$\begin{cases} G = 8.21 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.83 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 10.71 \text{ KN/m}$$

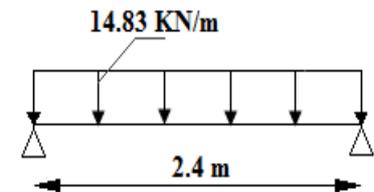


Figure III.14. Schéma statique de l'escalier type I

2. Les sollicitations à l'ELU

Tableau III.13. Sollicitation à l'E.L.U escalier type 1

	q (KN/ml)	M ₀ (KNm)	M _t ^{max} (KNm)	M _a (KNm)	V _a (KN)	V _b (KN)
ELU	14.83	10.68	8.03	-5.34	17.80	17.80
ELS	10.71	7.71	5.78	-3.85	12.85	12.85

3. Ferrailage

Tableau III.14. Ferrailage d'escalier type 1

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{Adopté}$ (cm ² /ml)
En travée	8.01	0.03	0.038	0.137	1.68	1.69	4HA10=3.14
En appuis	-5.78	0.02	0.025	0.138	1.11	1.69	4HA10=3.14

4. Calcul de la section des armatures de répartition :

Selon l'article (E.8.2.41) du BAEL91 lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés, les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$ alors :

$$\text{En travée : } A(\text{répartition}) \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on choisit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{En appuis : } A(\text{répartition}) \geq \frac{A_u}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on choisit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on adopte 4HA8 (aux appuis et en travée)

- **Espacement des barres**

Armatures longitudinales : $S_t \leq \min(3 \times e; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

5. Vérifications à l'E.L.U

a) Vérification de l'effort tranchant

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa. (BAEL91)}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} = \frac{17.80 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0.127 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Pas risque de rupture par cisaillement

b) Influence de l'effort tranchant aux appuis

D'après le BAEL91 (art 5.13.2), on a deux types :

➤ **Vérification de la contrainte du béton**

$$Vu \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b \times d \quad \text{avec } a=0.9 \quad d=14.4$$

$$Vu=17.80 \text{ KN} \leq 86.40 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales**

$$A = 3.14 \text{ cm}^2 > (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (17.80 \times 10^3 - \frac{5.34 \times 10^3}{0.9 \times 0.14}) \times \frac{1.15}{400} = -0.71 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc V_u est négligeable devant l'effort du moment.

C) Vérification de l'adhérence des armatures tendues

$$\tau \frac{V_u}{0.9 \times d \sum U_i} \frac{A_{sl}}{A_s} \leq \bar{\tau} = \psi f_{c28}$$

$$\tau = 1.13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

7-Vérification à l'E.L.S

Tableau III.15. Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier type 1

a) Vérification de l'état limite de compression du béton :

	M_{ser} (KNm)	y(m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	5.78	3.19	6585.98	0.028	15	vérifiée
En appui	3.86	3.19	6585.98	0.018	15	

b) Vérification de l'état limite de déformation

(BAEL91 ; L, VI, 10)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \Leftrightarrow 0.066 > 0.0375 \dots\dots\dots \text{(Vérifiée)}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0022 < 0.005 \dots\dots\dots \text{(Vérifiée)}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

8-Schéma de ferrailage de la volée(1)

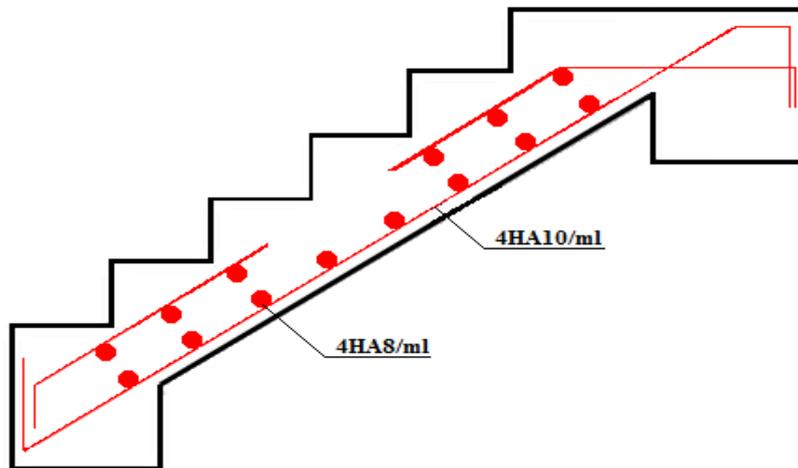


Figure III.15. Schéma de ferrailage de la volée d'escalier type 1

❖ Pour la volée (3) de RDC :

• Charges et surcharges :

$$G_{\text{palier}} = 5.60 \text{ KN/m}^2 ; Q_{\text{escalier}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{volée}} = 8.21 \text{ KN/m}^2$$

• Calcul des sollicitations

L'ELU :

$$q_v = (1.35 \times 8.21) + (1.5 \times 2.5) \Rightarrow q_v = 14.83 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = (1.35 \times 5.6) + (1.5 \times 2.5) \Rightarrow q_p = 11.31 \text{ KN/ml}$$

Par la méthode RDM, on trouve :

$$R_A = 17.2 \text{ KN} ; M_a = -4.98 \text{ KN.m} ; M_t = 7.48 \text{ KN.m}$$

L'ELS : $q_v = 8.21 + 2.50 \Rightarrow q_v = 10.71 \text{ KN/m}$

$$q_p = 5.6 + 2.50 \Rightarrow q_p = 8.1 \text{ KN/m}$$

$$R_A = 12.41 \text{ KN} ; M_t = 5.39 \text{ KN} ; M_a = -3.59 \text{ KN.m}$$

• Calcul à l'E.L.U

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

Avec : b = 100 cm ; h = 16cm ; d = 14.4cm ;

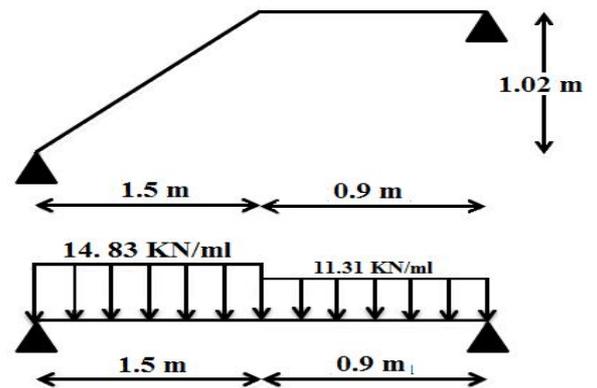


Figure III.16. Schéma statique de la volée 3 de RDC

Tableau III.16. Ferrailage d'escalier type 1

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm^2/ml)	A_{\min} (cm^2)	$A_{\text{Adobté}}$ (cm^2/ml)	St (cm)
En appuis	-4.98	0.02	0.022	0.138	1.04	1.69	4HA10=3.14	25
En travée	7.48	0.027	0.034	0.138	1.56	1.69	4HA10=3.14	25

1. Vérification à l'E.L.U

• L'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{17.2 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0,123 \text{ MPa} < \tau_u^- = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A > (17.2 \times 10^{-3} - \frac{4.98 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -0.64 \text{cm}^2 \dots \text{Vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales**

En appui : $A_a \geq \frac{A_a}{4} \Rightarrow A_a \geq \frac{3.14}{4} \Rightarrow A_a \geq 0.78 \text{cm}^2 / \text{m}$, on choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/m

- **Espacement des barres**

Armatures longitudinales : $S_l \leq \min(3 \times e; 33) \text{cm} = 33 \text{cm}$

Armatures transversales : $S_t \leq \min(4 \times e; 45) \text{cm} = 45 \text{cm}$ On opte : $S_t = 25 \text{cm}$

2. Vérification à l'ELS

a) **Vérification de l'état limite de compression du béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

-En appuis

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$50 \times y^2 + 47.1 \times y - 659.4 = 0 \Rightarrow y = 3.19 \text{cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 6585.98 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.59 \times 10^{-3}}{6585.98 \times 10^{-8}} \times 0.0319 \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.74 \text{MPa} < \overline{\sigma} = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'état limite de déformation

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \Leftrightarrow 0.067 \geq 0.0375 \dots \dots \dots \text{(vérifiée)} \quad (\text{BAEL91 ; L, VI, 10})$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0022 < 0.005 \dots \dots \dots \text{(Vérifiée)}$$

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

Schéma de ferrailage

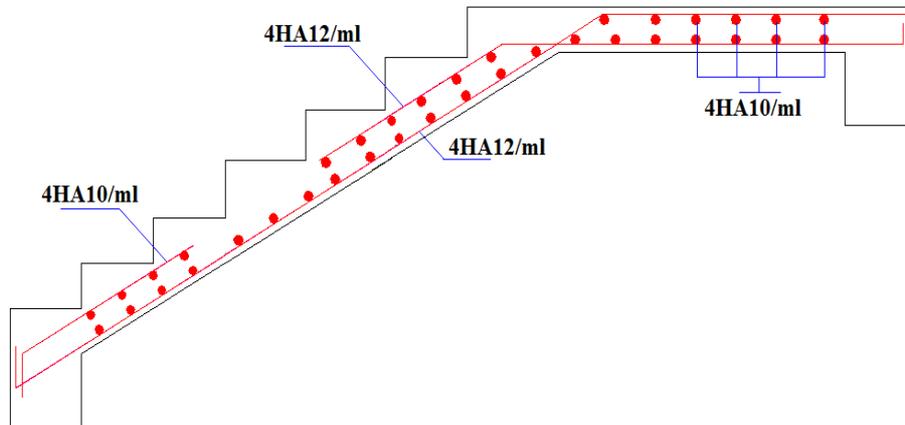


Figure III.17. Schéma de ferrailage de la de la volée (3) de RDC

III.3.2. Etude de la poutre palière

Dimensionnement

Condition de la flèche :

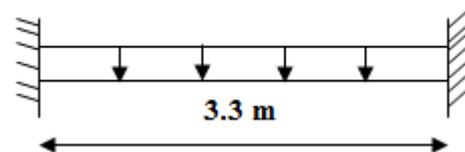


Figure III.18. Schéma statique de la poutre palière

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 22\text{cm} < h < 33\text{cm} \left\{ \begin{array}{l} \bullet b \geq 20 \text{ cm} \\ \bullet h \geq 30 \text{ cm} \\ \bullet \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad (RPAVII.7.5)$$

On prend : h=30cm ; b=30cm.

Les charges sur la poutre : g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN / m}$$

1. Les sollicitations de la poutre palière

Tableau.III.17. Les sollicitations de la poutre palière

ELU	ELS
$R_B = 17.80KN$	$R_B = 12.85KN$
$P_u = 1.35(g_0) + R_B$	$P_s = (g_0) + R_B$
$P_u = 20.83KN/m$	$P_s = 15.10KN/m$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 9.45KN.m$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 6.85KN.m$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -18.90KN.m$	$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -13.70KN.m$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 34.36KN$	$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 24.91KN$

2. Calcul de la section d'armature à la flexion simple

Tableau.III.18. ferrailage de la poutre palière à la flexion simple

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{flexion}^{CAL}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée	9.45	0.028	0.035	0.276	1.005	4.5
En appuis	18.90	0.056	0.072	0.271	2.01	

- Exigence du **RPA Art7.5.2.1** : $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 4.5cm^2$

3. Vérification à l'ELU

a) l'effort tranchant

$$V_u = 34.36KN \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.409 \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa\right) = 3.33MPa \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

b) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A > (34.36 \times 10^{-3} - \frac{9.45 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -0.10cm^2 \dots \text{Vérifié.}$$

• **Calcul de l'espacement St**

1) $S_t \leq \min(0,9d,40cm) \Rightarrow S_t \leq 24.3$. On opte : $S_t=15cm$ en travée et $S_t=10cm$ en appui

4. Calcul de la section d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier (Figure III-18).

$$M^{torsion} = M_b^a = 5.78 KN .m$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section **BAEL (ChapI.II.b)**

U : périmètre de la section

Ω : air du contour tracé à mi-hauteur

e : épaisseur de la paroi

A_1 : section d'acier

$$e = \varnothing / 6 = b/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 1.33 \text{ cm}^2$$

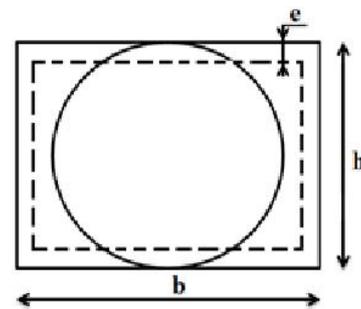


Figure III.19. Section creuse équivalent

5. Section d'armatures finale

• **En travée**

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1.005 + \frac{1.33}{2} \Rightarrow A^t = 1.67 \text{ cm}^2 < A_{min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{min} , Soit : $A^t = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$

• **En appui**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.01 + \frac{1.33}{2} \Rightarrow A^a = 2.675 \text{ cm}^2 < A_{min} = 4.5 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec A_{min} , Soit : $A^a = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$

6. Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$ **BAEL (ChapI.III)**

On a $V_{max} = 34.36 \text{ KN}$; $\tau_{flexion} = 0.409 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{9.45 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 1.512 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 1.566 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{e28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

7. Calcul des armatures transversales a la torsion

Soit $St = 15 \text{ cm}$ en travée et 10 cm en appuis exigence RPA art 7.5.2.2

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad (\text{RPA99VERSION2003})$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{9.45 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 348} \Rightarrow A_t = 0.374 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.374 = 1.724 \text{ cm}^2$; Soit un cadre et un étrier $\varnothing 8 = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

8. Vérification à ELS

a) Etat limite de compression de béton

$$\text{On vérifie :} \quad \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\text{Avec} \quad I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

En appuis ($M_{a,ser} = 13.70 \text{ KN.m}$) ; $y = 9 \text{ cm}$; $I = 29160 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{13.70 \times 10^{-3}}{29160 \times 10^{-8}} \times 9 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.228 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifié}$$

En travée : $M_{t,ser} = 6.85 \text{ KN.m}$; $y = 9 \text{ cm}$; $I = 29160 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.85 \times 10^{-3}}{29160 \times 10^{-8}} \times 9 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.114 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifié}$$

b) Evaluation de la flèche : Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.091 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.09 > 0.05;$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0020 < 0.015 ;$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage

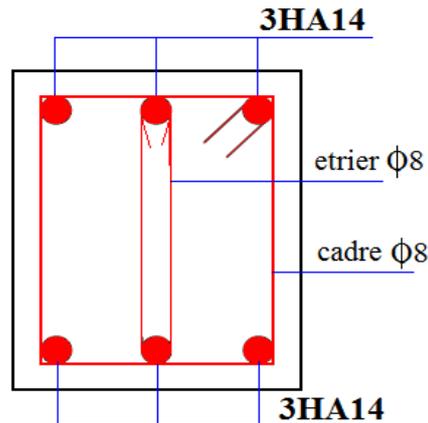


Figure III.20. Schéma de ferrailage de la poutre palière

❖ Pour la volée de RDC (ascendante à l'étage de service):

Charges et surcharges :

$$G_{\text{palier}} = 5.6 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q_{\text{escalier}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{volée}} = 8.72 \text{ KN/m}^2$$

1. Calcul des sollicitations

L'ELU :

$$q_v = (1.35 \times 8.72) + (1.5 \times 2.5) \Rightarrow q_v = 15.52 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = (1.35 \times 5.6) + (1.5 \times 2.5) \Rightarrow q_p = 11.31 \text{ KN/ml}$$

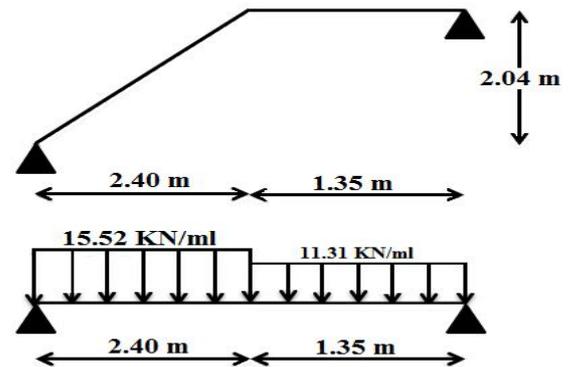


Figure III.21. Schéma statique de la poutre palière

Par la méthode RDM, on trouve :

$$R_A = 28.08 \text{ KN} \quad ; \quad M_a = -12.7 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_t = 19.05 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'ELS : } q_v = 8.72 + 2.50 \Rightarrow q_v = 11.22 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 5.6 + 2.50 \Rightarrow q_p = 8.1 \text{ KN/m}$$

$$R_A = 20.28 \text{ KN} \quad ; \quad M_t = 13.75 \text{ KN} \quad ; \quad M_a = -9.16 \text{ KN.m}$$

Calcul à l'E.L.U

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$).Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$; $d = 14 \text{ cm}$;

Tableau III.19. Ferrailage d'escalier de RDC

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ²)	$A_{Adobté}$ (cm ² /ml)	St (cm)
En appuis	-12.7	0.045	0.058	0.137	2.66	1.69	4HA10=3.14	25
En travée	19.05	0.068	0.088	0.135	4.05	1.69	4HA12=4.52	25

2. Vérification à l'E.L.U

- **L'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{28.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.2MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = \left(28.08 \times 10^{-3} - \frac{12.7 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14}\right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -2.09cm^2 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales**

$$\text{En appui : } A_a \geq \frac{A_a}{4} \Rightarrow A_a \geq \frac{3.14}{4} \Rightarrow A_a \geq 0.78cm^2/m, \text{ on choisit : } 4HA8 = 2.01cm^2/m$$

- **Espacement des barres**

Armatures longitudinales : $S_l \leq (3 \times e; 33)cm = 33cm$

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times e; 45)cm = 45cm$ On opte : $S_t = 25cm$

3. Vérification à l'ELS

a) **Vérification de l'état limite de compression du béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

-En appuis

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$50 \times y^2 + 47.1 \times y - 659.4 = 0 \Rightarrow y = 3.19cm$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 6585.98cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.16 \times 10^{-3}}{6585.98 \times 10^{-8}} \times 0.0319 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.44MPa < \bar{\sigma} = 15MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'état limite de déformation

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \Leftrightarrow 0.05 > 0.0375 \dots \dots \dots \text{(Vérifiée)} \quad (\text{BAEL91 ; L, VI, 10})$$

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0022 < 0.005 \dots \dots \dots \text{(Vérifiée)}$$

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

Schéma de ferrailage :

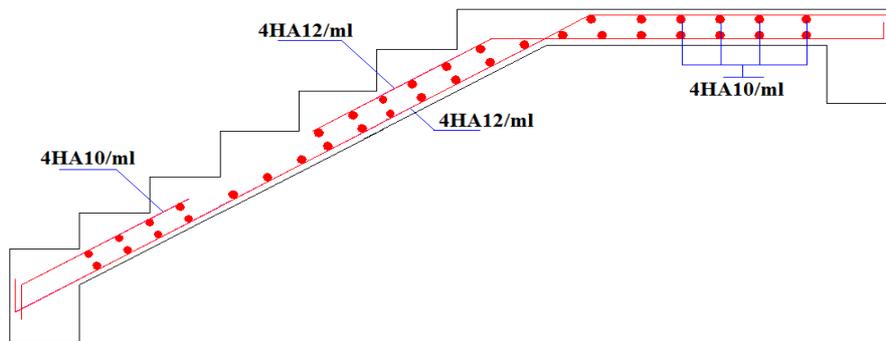


Figure III.22.Schéma de ferrailage de la volée de RDC

❖ Etude de la poutre palière

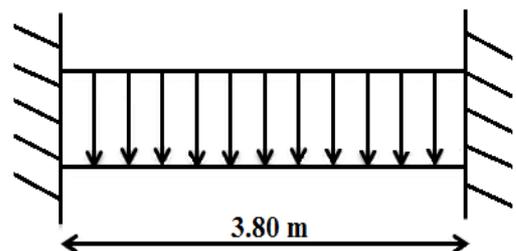
1. Dimensionnement

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 25.33cm < h < 38cm$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad (\text{RPA.VII.7.5})$$

On prend : h=30cm ; b=30cm.



FigureIII.23. Schéma statique de la poutre palière

2. Les charges sur la poutre : g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25KN/m$$

Les sollicitations de la poutre palière

Tab.III.20. Les sollicitations de la poutre palière

ELU	ELS
$R_B = 24.44\text{KN}$	$R_B = 17.58\text{KN}$
$P_u = 1.35 g_0 + R_B$	$P_s = g_0 + R_B$
$P_u = 27.48\text{KN/m}$	$P_s = 19.83\text{KN/m}$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 16.53\text{KN.m}$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 11.93\text{KN.m}$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -33.07\text{KN.m}$	$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -23.86\text{KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 52.21\text{KN}$	$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 37.68\text{KN}$

Calcul de la section d'armature à la flexion simple

Tab.III.21. ferrailage de la poutre palière à la flexion simple

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{flexion}^{CAL}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée	16.53	0.016	0.020	26.78	1.77	4.5
En appuis	33.07	0.032	0.040	26.56	3.58	4.5

Exigence du RPA Art7.5.2.1 : $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 4.5\text{cm}^2$

3. Vérification à l'ELU

- l'effort tranchant

$$V_u = 52.21\text{KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.644 \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = \left(52.21 \times 10^{-3} - \frac{33.07 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.27}\right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -2.41\text{cm}^2 \text{ Vérifier.}$$

- Calcul de l'espacement S_t

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 24.3\text{cm} \text{ On opte : } S_t = 15\text{cm} \text{ en travée et } S_t = 10\text{cm} \text{ en appui}$$

4. Calcul de la section d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier (Figure III-20).

$$M^{torsion} = M_b^a = 19.05 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section **BAEL (ChapI.II.b)**

U : périmètre de la section

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur

e : épaisseur de la paroi

A_l : section d'acier

$$e = \varnothing / 6 = b / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 4.38 \text{ cm}^2$$

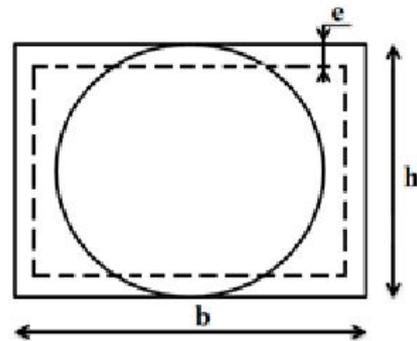


Figure III.24.Section creuse équivalent

Section d'armatures finale

En travée

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1.77 + \frac{4.38}{2} \Rightarrow A^t = 3.96 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{\min} , Soit : $A^t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

En appui

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 1.63 + \frac{2.11}{2} \Rightarrow A^a = 2.68 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec A_{\min} , Soit : $A^a = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :** $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$ **BAEL91 (ChapI.III)**

On a $V_{\max} = 62.28 \text{ KN}$; $\tau_{flexion} = 0.769 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{16.53 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 2.64 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 2.64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

- **Calcul des armatures transversales a la torsion**

Soit $St=15\text{cm}$ en travée et 10cm en appuis

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{16.53 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 348} \Rightarrow A_t = 0.65 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.65 = 2 \text{ cm}^2$; Soit un cadre et un étrier $\emptyset 8 = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Vérification à ELS**

- **a-Etat limite de compression de béton**

On vérifie :
$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

Avec
$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

En appuis ($M_a = 33.07 \text{ KN.m}$) ; $y = 5.46 \text{ cm}$; $I = 37578.94 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{33.07 \times 10^{-3}}{37578.94 \times 10^{-8}} \times 5.46 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.8 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

En travée : $M_t = 16.53 \text{ KN.m}$; $y = 5.46 \text{ cm}$; $I = 37578.94 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{16.53 \times 10^{-3}}{37578.94 \times 10^{-8}} \times 5.46 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.4 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

b-Evaluation de la flèche : Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.078 > 0.0625$;
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.078 > 0.05$;
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0057 < 0.0105$

- La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

5. Schéma de ferrailage

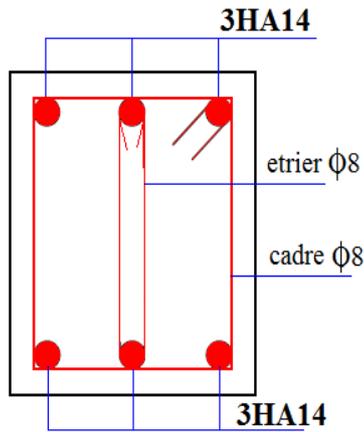


Figure III.25. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.3.2. Etude d'escalier type 2

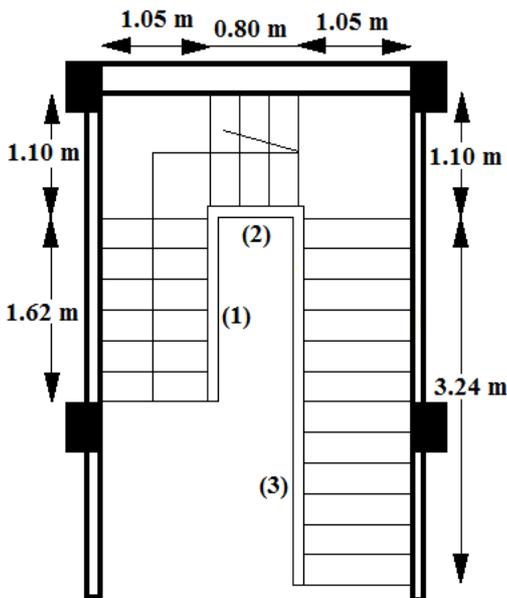


Figure III.26. Escalier type 2

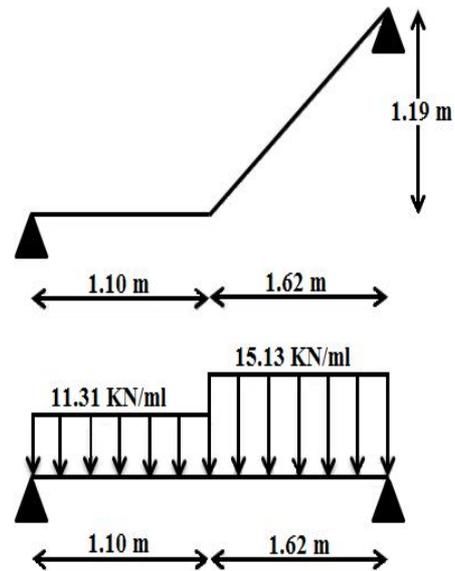


Figure III.27. Schéma statique de la volée 1

❖ Pour la volée (1) :

-Evaluation des charges et surcharges

$$G_{volée} = 8.43 \text{ KN} / \text{m}^2 ; Q_{escalier} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$G_{palier} = 5.60 \text{ KN} / \text{m}^2$$

1. Calcul des sollicitations

a) l'ELU : $q_v = (1.35 \times 8.43) + (1.5 \times 2.5) \Rightarrow q_v = 15.13 \text{ KN} / \text{ml}$

$$q_p = (1.35 \times 5.6) + (1.5 \times 2.5) \Rightarrow q_p = 11.31 \text{ KN} / \text{ml}$$

Par la méthode RDM, on trouve :

$$R_A = 19.73 \text{KN} \quad ; M_a = 6.43 \text{KN.m}; M_t = 9.64 \text{KN}$$

b) l'ELS : $q_v = 8.43 + 2.50 \Rightarrow q_v = 10.93 \text{KN/m}$

$$q_p = 5.6 + 2.50 \Rightarrow q_v = 8.1 \text{KN/m}$$

$$R_A = 14.24 \text{KN} \quad ; M_t = 6.96 \text{KN} \quad , M_a = 4.64 \text{KN.m}$$

Calcul à l'E.L.U

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

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$; $d = 14 \text{ cm}$;

Tableau III.22. Ferrailage de la volée1 (escalier type2)

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm^2/ml)	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{Adopté} (\text{cm}^2/\text{ml})$	St (cm)
En appuis	-6.43	0.023	0.029	0.138	1.33	1.69	4HA10/ml= 3.14	25
En travée	9.64	0.035	0.044	0.137	2.02	1.69	4HA10/ml= 3.14	25

2. Vérification à l'E.L.U

- **L'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{19.73 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0,141 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = \left(19.73 \times 10^{-3} - \frac{6.43 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14}\right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -0.9 \text{cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales**

En appui : $A_a \geq \frac{A_a}{4} \Rightarrow A_a \geq \frac{3.14}{4} \Rightarrow A_a \geq 0.785 \text{cm}^2/\text{m}$, on choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/m

- **Espacement des barres**

Armatures longitudinales : $S_l \leq (3 \times e; 33) \text{cm} = 33 \text{cm}$

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times e; 45) \text{cm} = 45 \text{cm}$ On opte : $S_t = 25 \text{ cm}$

3. Vérification à l'ELS

a) Vérification de l'état limite de compression du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

-En appuis

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$50 \times y^2 + 47.1 \times y - 659.4 = 0 \Rightarrow y = 3.19 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 6585.98 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.34 \times 10^{-3}}{6585.98 \times 10^{-8}} \times 0.0319 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.07 \text{ MPa} < \overline{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'état limite de déformation

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \Leftrightarrow 0.0514 > 0.0375 \dots\dots\dots \text{(Vérifiée)} \quad \text{(BAEL91 ; L, VI, 10)}$$

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.00224 < 0.005 \dots\dots\dots \text{(Vérifiée)}$$

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

Schéma de ferrailage :

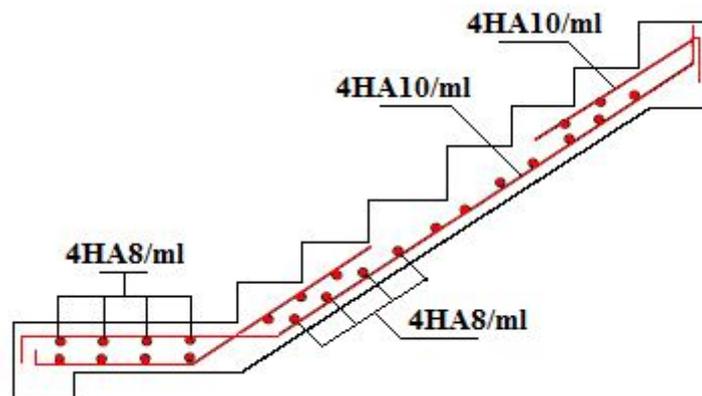


Figure III.28. Schéma de ferrailage de la volée (1) (escalier type 2)

❖ Pour la volée (2) :

Elle sera étudiée comme une console encastrée dans la poutre brisée :

$$\text{Les charges : } \begin{cases} G = 8.72 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} q_u = 1.35G + 1.5Q = 15.52 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = G + Q = 11.22 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le calcul se fera pour une bonde de 1m, (b=1m)

$$\text{D'où : } \begin{cases} P_u = q_u \cdot b = 15.52 \text{ KN/m} \\ P_s = q_s \cdot b = 11.22 \text{ KN/m} \end{cases}$$

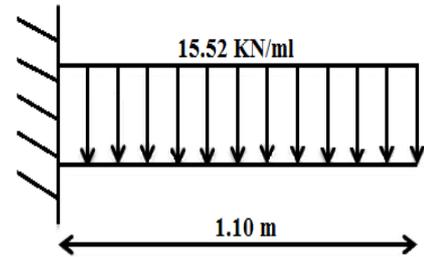


Figure III.29. Schéma statique de la volée 2

- **Calcul du moment "Mu":**

$$M_u = (P_u \cdot L^2) / 2 = (15.52 \cdot 1.1^2) / 2 = 9.21 \text{ KN.m}$$

Ferrailage

- **Armatures longitudinales**

$$\mu_{bu} = 0.03 \quad \alpha = 0.04 \quad Z = 0.137 \text{ m}$$

$$A_{cal} = 1.92 \text{ cm}^2 \quad A_{min} = 1.69 \text{ cm}^2 \quad A_{adop} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de répartitions**

$$A_r = A_{adop} / 4 = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{et } S_r = 25 \text{ cm}$$

1. Vérifications à l'E.L.U

- **Espacement :**

On a une fissuration préjudiciable :

$$\text{Donc: } S_t \leq (2e, 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm}$$

D'où $S_t = 20\text{cm}$ la condition est vérifiée.

- **Condition de non fragilité :**

$$\text{On a : } A_{min} = 1.69 \text{ cm}^2 < A_{adop} = 3.14 \text{ cm}^2$$

⇒ La condition de non fragilité est vérifiée.

- **Cisaillement :**

$$V_u = P_u \cdot L = 15.52 \cdot 1.1 = 17.07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.07}{1 \times 0.14} = 122 \text{ KPa} = 0.122 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.05f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.122 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement

2. Vérifications l'E.L.S

- **Calcul du moment "Ms":**

$$M_s = (P_s \cdot L^2) / 2 = (11.22 \cdot 1.1^2) / 2 = 6.79 \text{ KN.m}$$

a) Etat limite de compression de béton :

$$\text{On doit avoir : } \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 3.19 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 6585.98 \text{ cm}^4$$

$$D'où : \sigma_{bc} = [(6.79 \cdot 10^{-3}) / (6.586 \cdot 10^{-5})] \cdot 3.19 \cdot 10^{-2} = 3.29 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\text{On doit avoir : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{6.79}{6585.98} (14 - 3.19) \leq \bar{\sigma}_s = \min [266.67; 201.63] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 167.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

c) Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} e/l > 3/80 \Leftrightarrow 0.16/1.35 = 0.118 > 3/80 = 0.037 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ e/l > M_{tx} / (20 \times M_{0x}) \Leftrightarrow 0.16/1 = 0.118 > 6.79 / (20 \times 6.79) = 0.05 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ A_s / (b \times d) < 2/f_e \Leftrightarrow 0.0022 < 0.005 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

⇒ Les conditions de la flèche sont vérifiées

Le schéma de ferrailage :

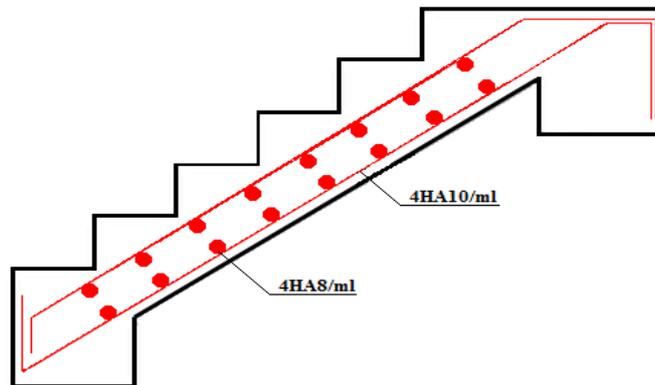


Figure III.30. Schéma de ferrailage de la volée 2 (escalier type 2)

❖ Pour la volée (3) :

Charges et surcharges :

$$G_{\text{palier}} = 5.6 \text{ KN/m}^2 \quad Q_{\text{escalier}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{volée}} = 8.32 \text{ KN/m}^2$$

1. Calcul des sollicitations

L'ELU :

$$q_v = (1.35 \times 8.32) + (1.5 \times 2.5) \Rightarrow q_v = 14.98 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = (1.35 \times 5.6) + (1.5 \times 2.5) \Rightarrow q_p = 11.31 \text{ KN/ml}$$

Par la méthode RDM, on trouve :

$$R_A = 32 \text{ KN} \quad ; \quad M_a = -17.09 \text{ KN.m}; \quad M_t = 25.63 \text{ KN}$$

L'ELS :

$$q_v = 8.32 + 2.50 \Rightarrow q_v = 10.82 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 5.6 + 2.50 \Rightarrow q_p = 8.1 \text{ KN/m}$$

$$R_A = 23.1 \text{ KN} \quad ; \quad M_t = 18.49 \text{ KN} \quad ; \quad M_a = -12.33 \text{ KN.m}$$

Calcul à l'E.L.U

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

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$; $d = 14 \text{ cm}$;

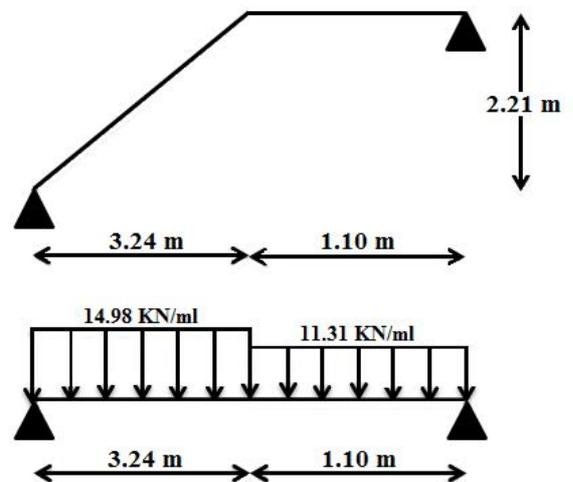


Figure III.31. Schéma statique de la volée 3

Tableau III.23.ferraillage de la volée (3) d'escalier type2

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	A_{CAL} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2)	$A_{Adopté}$ (cm^2/ml)	St (cm)
En appuis	-17.09	0.061	0.079	0.135	3.62	1.69	4HA12=4.52	25
En travée	25.63	0.092	0.121	0.133	5.53	1.63	4HA14=6.15	25

2. Vérification à l'E.L.U

- L'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{32 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0,228MPa < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = \left(32 \times 10^{-3} - \frac{17.09 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14}\right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -2.98cm^2 \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Calcul des armatures transversales**

$$\text{En appui : } A_a \geq \frac{A_a}{4} \Rightarrow A_a \geq \frac{4.52}{4} \Rightarrow A_a \geq 1.13cm^2/m, \text{ on choisit : } 4HA8 = 2.01cm^2/ml$$

- Espacement des barres**

$$\text{Armatures longitudinales : } S_l \leq (3 \times e; 33)cm = 33cm$$

$$\text{Armatures transversales : } S_t \leq (4 \times e; 45)cm = 45cm \text{ On opte : } S_t = 25cm$$

3. Vérification à l'ELS

a) Vérification de l'état limite de compression du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

-En appuis

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$50 \times y^2 + 67.8 \times y - 949.2 = 0 \Rightarrow y = 3.73cm$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 143684.4cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.33 \times 10^{-3}}{143684.4 \times 10^{-8}} \times 0.0373 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.32MPa < \bar{\sigma} = 15MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'état limite de déformation

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \Leftrightarrow 0.0514 > 0.0375 \dots \dots \dots \text{(Vérifiée)} \quad (\text{BAEL91 ; L, VI, 10})$$

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.00224 < 0.005 \dots \dots \dots \text{(Vérifiée)}$$

Schéma de ferrailage:

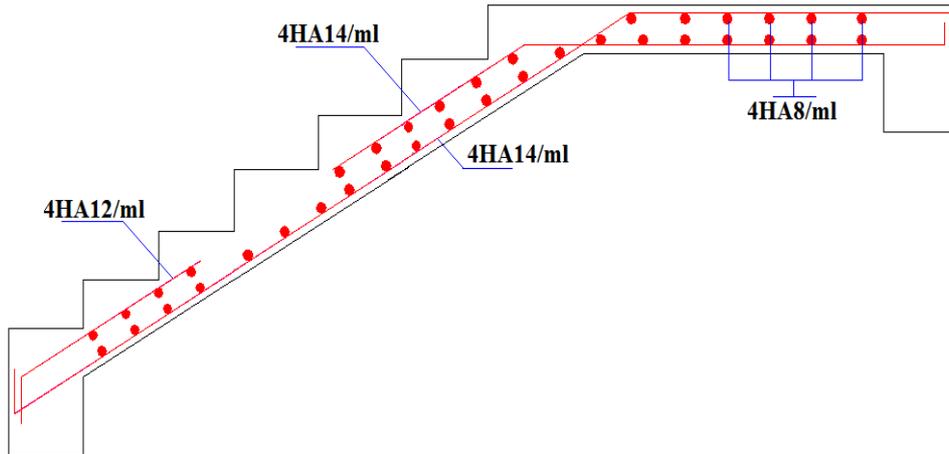


Figure III.32. Schéma de ferrailage de la volée (3) d'escalier type 2

III.3.2.1. Etude de la poutre brisée

1. Dimensionnement

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 19\text{cm} < h < 29\text{cm}$$

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad (\text{RPA.VII.7.5})$$

On prend : h=30cm ; b=30cm.

2. Les charges sur la poutre :

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25\text{KN/m}$$

g_0 : étant le poids propre de la partie horizontale.

En plus de son poids propre, elle est soumise aux charges transmises par l'escalier.

$$\begin{cases} R_1 = 19.73 \text{ KN} \\ R_2 = 17.07 \text{ KN} \\ R_3 = 32 \text{ KN} \end{cases}$$

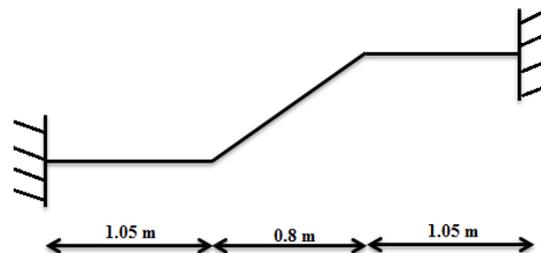


Figure III.33. Schéma statique de la poutre brisée

Avec : R_1 : la charge ramenée par la volée (1)

R_2 : la charge ramenée par la volée (2)

R_3 : la charge ramenée par la volée (3)

Calcul des sollicitations

$$G_{eq} = \frac{19.73 \times 1.05 + 17.07 \times 0.8 + 32 \times 1.05}{2.9} = 23.44 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1.35 \times 2.25 + 23.44 = 26.47 \text{ KN/m}$$

La poutre est bi-encastée, les moments sont comme suite :

$$M_t = \frac{26.47 \times 2.9 \times 2.9}{24} = 9.27 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \frac{26.47 \times 2.9 \times 2.9}{12} = 19.25 \text{ KN.m}$$

$$V_{max} = (26.47 \times 2.9)/2 = 38.38 \text{ KN}$$

Les sollicitations de la poutre brisée

Tab.III.24. Les sollicitations de la poutre brisée

ELU	ELS
$R_B = 23.44 \text{ KN}$	$R_B = 16.91 \text{ KN}$
$P_u = 1.35 (g_0) + R_B$	$P_s = g_0 + R_B$
$P_u = 26.47 \text{ KN/m}$	$P_s = 19.16 \text{ KN/m}$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 9.27 \text{ KN.m}$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 6.71 \text{ KN.m}$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -19.25 \text{ KN.m}$	$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -13.42 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 38.38 \text{ KN}$	$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 27.78 \text{ KN}$

3. Calcul de la section d'armature à la flexion simple

Tab.III.25. ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{flexion}^{CAL} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$
En travée	9.27	0.027	0.035	0.276	0.965	4.5
En appuis	-19.25	0.057	0.074	0.271	2.04	4.5

Exigence du RPA Art7.5.2.1 : $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 4.5 \text{ cm}^2$

4. Vérification à l'ELU

- l'effort tranchant

$$V_u = 38.38 \text{KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.456 \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A > (38.38 \times 10^{-3} - \frac{9.27 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.27}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > 0.038 \text{cm}^2 \quad \text{Vérifier.}$$

- Calcul de l'espacement S_t

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 24.3. \text{ On opte : } S_t = 15 \text{cm en travée et } S_t = 10 \text{cm en appui}$$

5. Calcul de la section d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier (Figure III.24).

$$M^{torsion} = M_b^a = 9.27 \text{KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section **BAEL (ChapI.II.b)**

U : périmètre de la section

Ω : air du contour tracé à mi-hauteur

e : épaisseur de la paroi

A_1 : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = b / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 2.11 \text{cm}^2$$

Section d'armatures finale

En travée

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 0.964 + \frac{2.11}{2} \Rightarrow A^t = 2.02 \text{cm}^2 < A_{\min} = 4.5 \text{cm}^2$$

On ferraille avec A_{\min} , Soit : $A^t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{cm}^2$

En appui

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.04 + \frac{2.11}{2} \Rightarrow A^a = 3.095 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec A_{\min} , Soit : $A^a = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :** $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$ BAEL (ChapI.III)

On a $V_{\max} = 38.38 \text{ KN}$; $\tau_{flexion} = 0.456 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{9.27 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 1.483 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 1.55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

- **Calcul des armatures transversales a la torsion**

Soit $St = 15 \text{ cm}$ en travée et 10 cm en appuis

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{9.27 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 348} \Rightarrow A_t = 0.367 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.367 = 1.717 \text{ cm}^2$; Soit un cadre et un étrier $\text{HA}8 = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Vérification à ELS**

a)Etat limite de compression de béton

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

Avec

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

Sur appui ($M_a = 13.42 \text{ KN.m}$) ; $y = 9 \text{ cm}$; $I = 29160 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{13.42 \times 10^{-3}}{29160 \times 10^{-8}} \times 9 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$$
 Condition vérifié

En travée : $M_t = 6.71 \text{ KN.m}$; $y = 9 \text{ cm}$; $I = 29160 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.71 \times 10^{-3}}{29160 \times 10^{-8}} \times 9 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$$
 Condition vérifié

b) Evaluation de la flèche : Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.091 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.09 > 0.05;$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0055 < 0.015$$

⇒ La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage

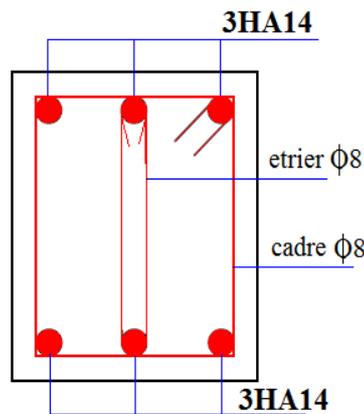


Figure III.34. Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.4. Etude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumis à son Poids propre

(G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

La fissuration est considéré nuisible.

III.4.1. Hypothèse de calcul

Evaluation des charges

$$\text{Poids propre : } S = 10 \times 60 + \frac{4 \times 10}{2} + 6 \times 10 \Rightarrow S = 680 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poids propre : } G_1 = 25 \times 0.068 \times 1 \text{ m} \Rightarrow G_1 = 1.7 \text{ KN/ml}$$

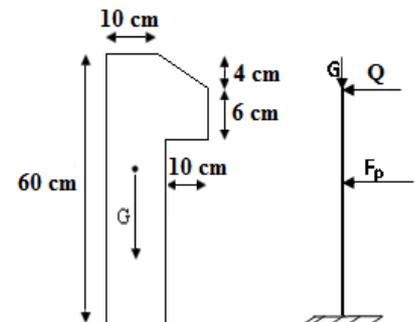


Figure III.35. Dimensions de l'acrotère

Poids d'enduit extérieur (ciment: $e = 1.5\text{cm}$) : $F G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.6 \times 1 \Rightarrow G_2 = 0.18\text{KN}$

Poids d'enduit intérieur (ciment: $e = 2\text{cm}$) :

$$G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.6 \times 1 \Rightarrow G_3 = 0.24\text{KN}$$

Le poids total : $W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.12\text{KN}$

La charge due à la main courante : $Q = 1\text{KN}$

La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad (\text{RPA Article 6.2.3})$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0,15$).

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.12 \Rightarrow F_p = 1.02\text{KN}$.

1. Calcul des sollicitations

- Calcul du centre de gravité $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 6.12\text{cm}; \quad Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = 32.85\text{cm}$$

$$N_G = 2.12\text{KN}$$

L'acrotère est soumis à : $M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6\text{KN.m}$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.02 \times 0.3285 \Rightarrow M_{F_p} = 0.3351\text{KN.m}$$

Tableau.III.26. Combinaison d'action de l'acrotère

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.12	2.86	2.12
M(KN.m)	0.9351	0.90	0.60

- Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$\text{On a : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.86} \Rightarrow e_1 = 0.31\text{m}; \quad \frac{h}{6} = \frac{h}{6} = 0.1\text{m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est

partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2

Telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2cm, \frac{h}{250}\right) = 2cm. ; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \text{.. (RPA Article A.4.3.5)}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-Permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2m$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$\text{Donc: } \begin{aligned} e_2 &= 0.0086m \\ e &= e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.338m \end{aligned}$$

• Calcul à l'E.L.U

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 2.86.KN ; M_u = N_u \times e = 2.86 \times 0.338 \Rightarrow M_u = 0.967 KN.m$$

2. Ferrailage :

$$h = 10 \text{ cm} ; d = 7 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.2 MPa ; \sigma_{st} = 348 MPa$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.967 + 2.86 \times \left(0.07 - \frac{0.1}{2}\right) \Rightarrow M_{uA} = 1.024 KN.m$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.024 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.015) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.018 ; Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.07m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.024 \times 10^{-3}}{0.07 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.42 cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.42 \times 10^{-4} - \frac{2.86 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.34 cm^2$$

3. Vérification à l'E.L.U

- **La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.07 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte: } A_s = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33.3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2.5; 3\text{MPa}) \Rightarrow \tau \leq 2.5\text{MPa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.02 + 1 \Rightarrow V_u = 2.02 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07} \Rightarrow \tau_u = 0.03 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifié}$$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 2.02 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.07 \times 0.10048) \rightarrow \tau_{se} = 0.32 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\tau_{se} = 0.32 \text{ MPa} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

4. Vérification à l'ELS

$$d = 0.07 \text{ m}; N_{\text{ser}} = 2.12 \text{ KN}; M_{\text{ser}} = Q \times h \Rightarrow M_{\text{ser}} = 0.6 \text{ KN.m}; \eta = 1.6 \text{ pour les HA}$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{\text{ser}} \times y_{\text{ser}} / \mu_t; \quad \sigma_s = 15 \times N_{\text{ser}} \times (d - y_{\text{ser}}) / \mu_t;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

Position de l'axe neutre : $c = d - e_1$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser}/N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6/2.12) + (0.07 - 0.1/2) \Rightarrow e_1 = 0.3 \text{ m.}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \rightarrow c = 0.07 - 0.3 \Rightarrow c = -0.23 \text{ m.}$$

$$c = -0.23 \text{ m; } y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b; \quad q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$P = -3 \times (-0.23)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.07 + 0.23}{1} \Rightarrow P = -0.153 m^2$$

$$q = -2 \times (-0.23)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.07 + 0.23)^2}{1} \Rightarrow q = 0.023 m^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = 0.233 \Rightarrow y_{ser} = 0.003 \text{ m.}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = -1.97 \times 10^{-4} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.12 \times 10^{-3}}{-1.97 \times 10^{-4}} \times 0.003 \Rightarrow \sigma_{bc} = -0.032 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.12 \times 10^{-3}}{-1.97 \times 10^{-4}} \times (0.07 - 0.003) \Rightarrow \sigma_s = -10.81 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

Schéma de ferrailage :

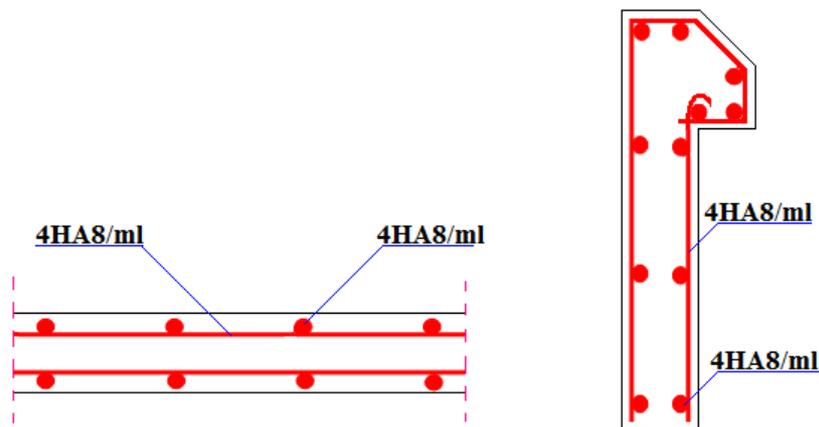


Figure III.36. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.5. Etude de la dalle de l'ascenseur

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

III.5.1. Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.04 = 0.88 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=4cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 5.88 \text{ KN/m}^2.$$

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{3.062} = 47.354 \text{ KN/m}^2. \text{ Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 53.234 \text{ KN/m}^2.$$

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

A) Cas d'une charge répartie

1. Calcul des sollicitations

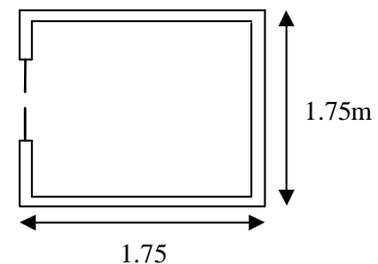


Figure III.37. Dalle sur quatre appuis

L'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 53.234 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 73.366 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.75}{1.75} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases} \quad \text{Annexe1}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0368 \times 73.366 \times 1.75^2 \Rightarrow M_0^x = 5.99 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.99 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments réels

$$\text{En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 4.492 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 4.492 \text{ KNm}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = 2.995 \text{ KN}$$

- Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e \right) \Rightarrow d_x = 20 - \left(\frac{1.2}{2} + 2 \right) = 17.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 20 - \left(\frac{1,2}{2} + 1,2 + 2\right) = 16,2 \text{ cm}$$

$$d_x = 17,4 \text{ cm et } d_y = 16,2 \text{ cm.}$$

Tableau III.27. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A ^{adp} (cm ² /ml)
Travée	x-x	4.492	0.010	0.012	0.173	0.75	1.60	4HA10= 3.14
	y-y	4.492	0.012	0.015	0.161	0.80	1.60	4HA10= 3.14
Appui	x-x ;y-y	2.99	0.006	0.007	0.173	0.50	1.60	4HA10= 3.14

a) Vérification à l'E.L.U

- **Condition de non fragilité**

Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0,4$:

En travée : Sens xx : $A^{\min}_x = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h = 0,0008 \times \left(\frac{3-1}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2.$

Sensyy : $\Rightarrow A^{\min}_y = \rho_a b h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$

En appui : $A^{\min}_x = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h = 0,0008 \times \left(\frac{3-1}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$

- **Calcul des espacements**

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 de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$\rho = 1 > 0,4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 42,796 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 42,796 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{42,796 \times 10^{-3}}{1 \times 0,174} = 0,25 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa}$$

C'est vérifié

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.28. Vérification à l'effort tranchant

	qu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS
Sens x-x	42.769	0.25	1.25	Vérifiée
Sens y-y	42.769	0.26	1.25	Vérifiée

b) Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 53.234 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 54.234 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = 1.00 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.324 \text{KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.324 \text{KNm} \end{cases}$$

Travée

Sens x-x' : $M_{iser}^x = 0.75 \times M_0^x = 5.493 \text{ KNm}$

Sens y-y' : $M_{iser}^y = 0.75 \times M_0^y = 5.493 \text{ KNm}$

Appuis

$M_{ax} = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 7.56 = 3.662 \text{KN.m.}$

$M_{ay} = 3.662 \text{ KN.m.}$

• **Vérification des contraintes dans le béton**

On vérifie : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$, $y=3.584\text{cm}$, $I=10525.09\text{cm}^4$

$\sigma_{bc} (=1.870\text{MPa}) < \bar{\sigma}_{bc} (=15\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

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

Tableau III.29. Vérification des contrain

Localisation		$M_{ser}(\text{kN.m})$	$A(\text{cm}^2)$	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)
travée	Sens xx	5.493	3.14	3.584	1.870
	Sens yy	5.493	3.14	3.462	1.327
appui		3.662	3.14	3.584	1.246

• **Vérification des contraintes dans l'acier**

On vérifie que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s (= 121.88 \text{ MPa}) < \bar{\sigma}_s (= 201.63 \text{ MPa}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

• **Vérification de la flèche**

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers ; d'après le **BAEL91 et CBA93** la vérification a la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0} \dots \dots \dots (2)$$

$$\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{2,4}{f_e} \dots \dots \dots (3)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.30. Vérification de la flèche

Sens	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
x-x	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
y-y	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

B) Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

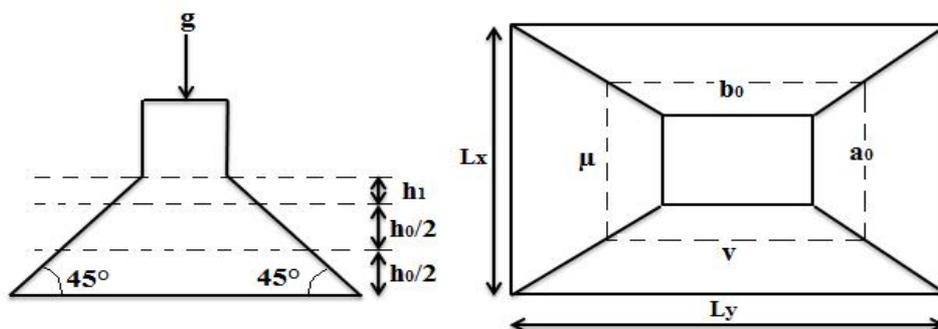


Figure III.38. Schéma représentant la surface d'impact

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens $x-x'$.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens $y-y'$.

On a une vitesse $V = 1.6m/s \Rightarrow a_0 = 80cm$; $b_0 = 80 cm$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 4 cm \Rightarrow \xi = 1$.

$$\text{Donc : } \begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow u = 108 cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow v = 108 cm. \end{cases}$$

• Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3KN$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow P_u = 97.605KN$$

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ ; M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\frac{v}{l_x}$ et $\rho = 1$ **Annexe3**

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{108}{175} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.617 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{175} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.617 \end{cases} \Rightarrow M_1 = 0.066; \begin{cases} \frac{v}{l_y} = \frac{108}{175} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.617 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{175} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.617 \end{cases} \Rightarrow M_2 = 0.036$$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.066 = 6.441KNm \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.036 = 3.513KNm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 6.441KN.m \\ M_{y1} = 3.513KN.m \end{cases}$$

Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \quad \text{Annexe I}$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 q$$

$$G = 25 * 0,2 + 25 * 0,04 = 6 KN/ml$$

$$q = 1 KN/ml$$

$$q_u = 1.35 \cdot 6 + 1.5 \cdot 1 = 9.60 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.296 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.296 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,441 + 1,296 = 7.737 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.513 + 1.296 = 4.809 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^y = 0.75 \times 4.809 = 3.606 \text{ KNm} \\ M_t^x = 0.75 \times 7.737 = 5.802 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_y^a = M_x^a = 0.5 \times 7.737 = 3.868 \text{ KNm}$$

- **Ferraillage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 17.4 \text{ cm}$ et $d_y = 16.2 \text{ cm}$

- **Vérification de condition de non fragilité**

Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

$$\text{En travée : Sens xx : } A^{\min}_x = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-1}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sens yy : } A^{\min}_y = \rho_0 b h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En appui : } A^{\min}_a = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 1.6 \text{ cm}^2.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.31. Tableau de ferraillage de la dalle de locale de la machine.

Sens		M (KN.m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A^{adp} (cm ² /ml)
Travée	x-x	5.802	1.174	1.60	4T10=3.14
	y-y	3.606	0.64	1.60	4T10=3.14
Appui	x-x ; y-y	3.868	0.62	1.60	4T10=3.14

- **Vérification au non poinçonnement**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (article V.3.c)}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

h : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u + v) = 432 \text{ cm}$$

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

$q_u = 97.605 \text{ KN} \leq 648 \text{ KN}$ la condition est vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant** : $b=100 \text{ cm}$, $d=17.4 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{2u + v} = 30.125 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{30.125 \times 10^{-3}}{1 \times 0.174} = 0.173 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

L'ELS :

1) Les moments engendrés par le système de levage

$$q_{\text{ser}} = G = 72.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.066 + 0.2 \times 0.036) = 5.292 \text{ KN.m.} \\ M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.036 + 0.2 \times 0.066) = 3.557 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2) Les moments dus aux poids propre de la dalle

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 6 + 1 = 7 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0441 \times 7 \times 1.75^2 = 0.945 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1 \times 0.945 = 0.945 \text{ KN.m}$$

3) La superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.292 + 0.945 = 6.237 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.557 + 0.945 = 4.502 \text{ KN.m.}$$

-Vérifications des contraintes

-Moment en travées

$$M_t^x = 0.75 \times 6.237 = 4.677 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.75 \times 4.502 = 3.376 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times 6.237 = 3.11 \text{ kNm.}$$

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

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

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

Tableau III.32. Vérification des contraintes

Localisation		M _{ser} (kN.m)	A(cm ²)	Y (cm)	I(cm)	σ _{bc} (MPa)
travée	Sens xx	4.677	3.14	3.584	10525.09	1.592
	Sens yy	3.376	3.14	3.462	9025.408	1.294
appui		3.110	3.14	3.584	10525.09	1.592

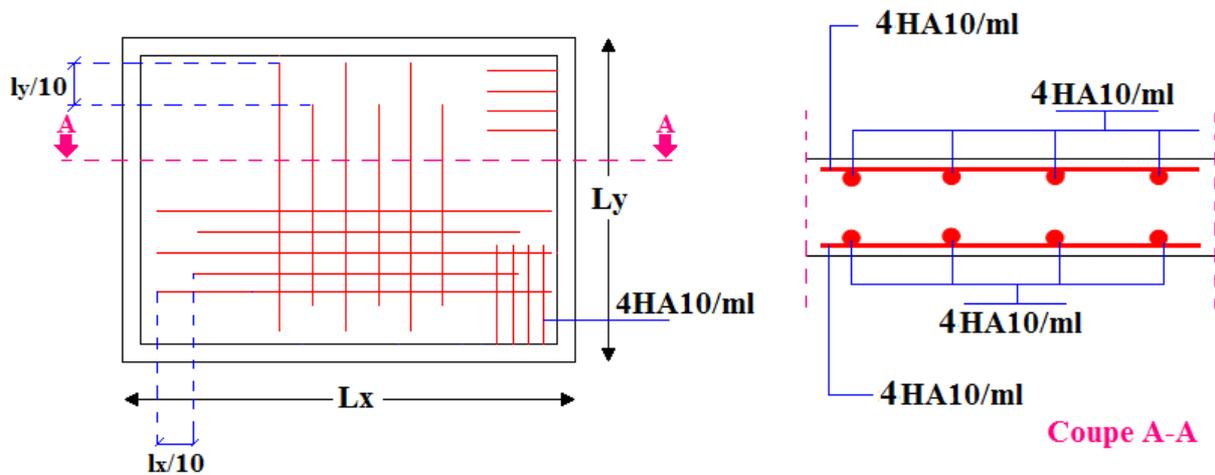
Schéma de ferrailage

Figure III.39. Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

III.5. Etude des poutres de chaînages

1. Définition

Le chaînage horizontal : Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendent solidaires à la structure, elles servent de porte à faux.

2. Dimensionnement : $L_{\max} = 3.40m$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 22.66cm \leq h \leq 34cm \quad \text{Condition de flèche (RPA (Art 9.3.3))}$$

$$h \geq 15cm; \quad b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm \quad (30 \text{ cm est l'épaisseur de mur}). \text{ On adopte : } h = 30cm ;$$

$$b = 30cm.$$

3. Calcul des sollicitations

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 \Rightarrow P_p = 2.25KN/m$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.85 \times (3.06 - 0.3) \Rightarrow P_m = 7.755 KN/m.$$

$$P_u = 1.35 \times (2.25 + 7.755) \Rightarrow P_u = 13.506 KN/ml; \quad P_s = 7.755 + 2.25 = 10.005KN/ml$$

4. Calcul à l'E.L.U

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 19.517KN \cdot m; \quad M_t = 0.75M_u \Rightarrow M_t = 14.637KN \cdot m;$$

$$M_a = -0.5M_u = -9.758KN \cdot m$$

$$\text{Armatures longitudinales : } d = 0.9 \times h \Rightarrow d = 0.9 \times 0.3 \Rightarrow d = 0.27m$$

Tableau III.33. Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

	$M (KN \cdot m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_s \text{ calculé}(cm^2)$	$A_{\min} (cm^2)$	$A_s \text{ adopté}(cm^2)$
En travée	14.637	0.0471	0.060	0.263	1.599	0.978	3HA12=3.39
En appui	9.758	0.0314	0.039	0.265	1.058	0.978	3HA10=2.36

5. Vérifications à l'E.L.U

- Effort tranchant

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 22.96N \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.283MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4MPa \right) = 3.25MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ c'est vérifié}$$

- **Calcul des armatures transversales :** $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57 \text{ mm}$

Soit un cadre T8 plus un étrier T8 $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **L'espacement**

$St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 24.3 \text{ cm}$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 K f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.283 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0 \quad (\text{CBA Art A.5.1.2.3})$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm}$$

Le RPA99/ version 2003 exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

6. Vérification à l'E.L.S

- **Vérification de la contrainte dans le béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y;$

$$M_S = 14.456 \text{ KNm.}$$

$$M_t^s = 0.75 \times M_S = 10.842 \text{ KNm}$$

$$M_a^s = 0.5 \times M_S = 7.228 \text{ KNm}$$

$$\text{Calcul de } y : \begin{aligned} A_t &= 3.39 \text{ cm}^2; \quad \frac{b}{2} y^2 + 15 A_t \times y - 15 A_t \times d = 0 \Rightarrow y = 8.021 \text{ cm} \\ A_a &= 2.36 \text{ cm}^2; \quad \frac{b}{2} y^2 + 15 A_a \times y - 15 A_a \times d = 0 \Rightarrow y = 6.889 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Calcul de } I : \begin{aligned} I &= b \frac{y^3}{3} + 15 \times A_t \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 2347672 \text{ cm}^4 \\ I &= b \frac{y^3}{3} + 15 \times A_a \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 17587015 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

En travée: $(\sigma_{bc} = 3.70 \text{ MPa}) < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Vérifiée

En appuis: $(\sigma_{bc} = 4.25 \text{ MPa}) < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Vérifiée

- **Evaluation de la flèche**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.08 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.08 > 0.075;$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.004 < 0.01 \Rightarrow \text{D'où la vérification de la flèche n'est nécessaire.}$$

Schéma de ferrailage :

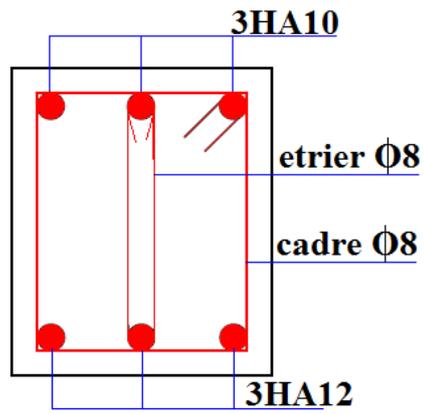


Figure III.40. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

IV.1) Introduction

Le Nord de l'Algérie est classé par le règlement parasismique algérien comme une zone de forte sismicité, pour cela il a fixé des règles de conception et de calcul afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

IV.2) Modélisation

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage, pour cela la simplicité et la symétrie de la structure doivent être respectées en priorité par le concepteur car la distribution régulière des éléments structuraux permet une transmission directe des forces. Il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux.

Dans le cas des ouvrages qui relèvent du règlement parasismique algérien (RPA), il est admis que les structures soumises à une action sismique puissent subir des déformations dans le domaine post-élastique. Il est fait alors recours à des méthodes de calcul linéaires équivalentes, utilisant un modèle élastique de la structure ou l'action sismique est introduite sous forme de spectre de réponse.

Selon le **RPA99/2003** tout ouvrage dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone **Ila** sera contreventé par voiles ou par voiles portiques, ce qui justifie notre choix pour les éléments de contreventements de notre structure.

IV.3) Méthodes de calcul

Selon le **RPA99/2003** le calcul des forces sismiques peut être mené suivant 3 méthodes :

Méthode statique équivalente.

Méthode d'analyse modale spectrale.

Méthode d'analyse par accélérogrammes.

IV.3.1) Méthode statique équivalente :

Principe de la méthode : [RPA] :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacés par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée en une console encastrée dans le sol et dans laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles de même centre de gravité, et de même propriétés d'inertie.

L'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrite avec une hauteur au plus égale à **65m** en zone **I** et **IIa** et **30m** en zone **IIb** et **III**.

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99/2003**.

Calcul de la force sismique totale : *RPA99 (Article 4.2.3)*

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, il dépend de la zone d'implantation de l'ouvrage et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas : *RPA99 (Tableau 4.1)*

Tableau IV.1. Valeur de A

Zone sismique	Groupe d'usage	Coefficient (A)
IIa	2	0,15

D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur dépend du type de contreventement.

RPA99 (Tableau 4.3)

Tableau IV.2. Valeur de R

Système de contreventement	Valeur de R
Mixte portiques/voiles avec interaction	5

Q : facteur de qualité, il est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure.
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

Sa valeur est donnée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$ **RPA99 (Formule 4.4)**

P_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q « est satisfaite ou non ».

Sa valeur est donnée par le tableau (4-4) du RPA99/2003.

Tableau IV.3. Valeurs des pénalités P_q

Pénalités	Q_x	Q_y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle des qualités des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de qualité d'exécution	0	0
Somme	1,25	1,25

W : poids total de la structure, sa valeur est donnée par la formule suivante : $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA99/2003.

$\beta = 0,2 \rightarrow$ Usage d'habitation et service

$\beta = 0,6 \rightarrow$ Usage commercial

Pour ce qui est de notre structure :

$$W_i = 30292123KN$$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

Selon le RPA99/2003 (article 4-2-4), la valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T * (h_N)^{\frac{3}{4}} \dots \dots \dots (1) \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Tableau IV.4.Valeurs de C_T

Système de contreventement	C_T
Contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé	0,05

$$h_N = 33,95 \text{ m}$$

$$C_T = 0,05$$

$$T = 0,05 * (33,95)^{\frac{3}{4}} = 0,70323 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0,09 * \frac{h_N}{\sqrt{D}} \dots \dots \dots (2) \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs donnée par (1) et (2).

$$D_x = 20.2\text{m} \Rightarrow T_x = 0,67984\text{s}$$

$$D_y = 14.1\text{m} \Rightarrow T_y = 0,81376\text{s}$$

Valeur de T_1 et T_2

RPA 99 (Tableau 4.7)

D'après le rapport de sol établi par (L.N.H.C) le site d'implantation de notre structure est un sol de catégorie S_3 .

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site :

Tableau IV.5. Valeurs de T_1 et T_2

Nature du sol	site	T_1	T_2
Ferme	2	0,15	0,50

$$\begin{cases} T_2 < T_x < 3.0s \Rightarrow D_x = 2,5\eta * \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} \\ T_2 < T_y < 3.0s \Rightarrow D_y = 2,5\eta * \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} \end{cases}$$

$$T_x = \min(0,67984s; 0,70323s) = 0,67984s$$

$$T_y = \min(0,81376s; 0,70323s) = 0,70323s$$

D'après le **RPA99**, les valeurs de T calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

D'où (T) à prendre en considération est :

$$T_x = 1,3 * 0,67984 = 0,88379s.$$

$$T_y = 1,3 * 0,81376 = 1,05789s.$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \dots\dots\dots \text{Facteur de correction d'amortissement.}$$

ξ : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constructif

$$\xi = 7\% \rightarrow \text{Construction auto stable}$$

$$\xi = 10\% \rightarrow \text{Contreventement par voiles}$$

Pour une construction mixte en prend la moyenne $\Rightarrow \xi = 8,5\%$

$$\text{D'où } \eta = 0,82 \text{ donc } \begin{cases} D_x = 1,67 \\ D_y = 1,63 \end{cases}$$

D'où

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,67 \times 1,25}{5} \times 30292,123 = 1897.044 \text{ KN} \\ V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,63 \times 1,25}{5} \times 30292,123 = 1851.606 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.3.2) Méthode d'analyse dynamique :**a) Modale spectrale**

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les hypothèses :

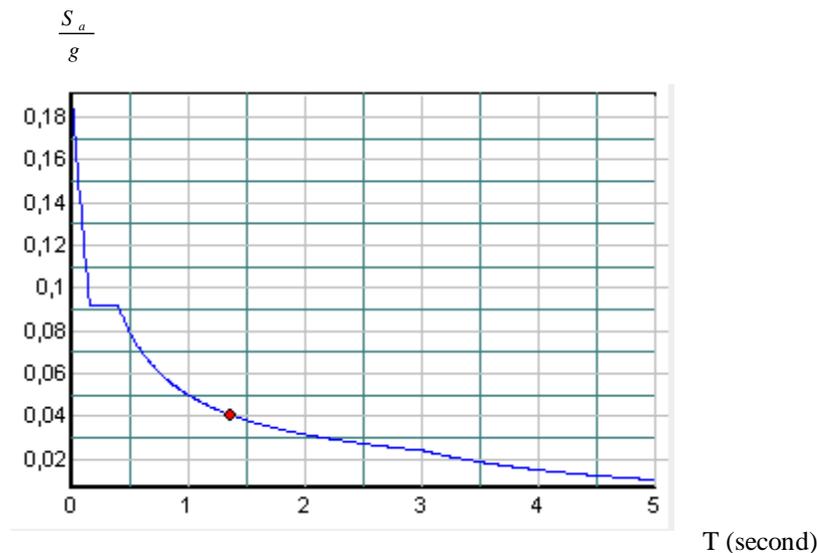
1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœud maître) ;
2. Seul les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
3. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
4. Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation de masses modales atteint au moins 90%.

Spectre de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

- Schéma du spectre de calcul



L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leur sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventements distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

b) Par Accélérogrammes :

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

IV.4) Analyse dynamique :

Dans le but d'analyser le comportement dynamique de notre structure et de faire un choix judicieux de la disposition des voiles tout en satisfaisant les critères du RPA, une étude dynamique par le logiciel **Sap 2000** a été menée.

IV.4.1) La disposition des voiles adoptée :

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, plusieurs autres dispositions ont été testées dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant à la fois, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles et les contraintes architecturales de la structure.

Nous présentons dans ce qui suit la disposition que nous avons adoptée.

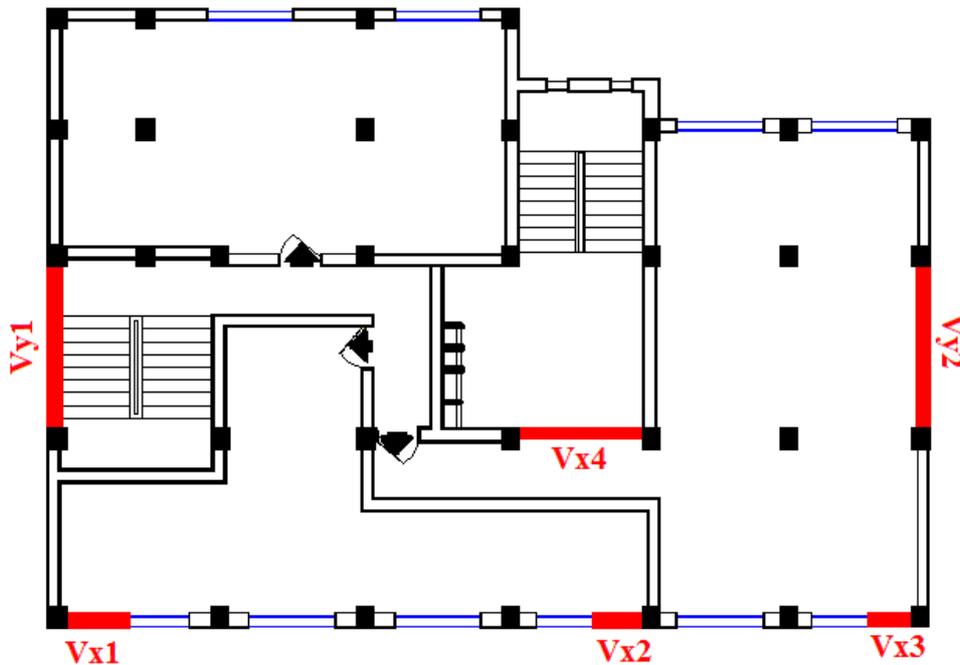


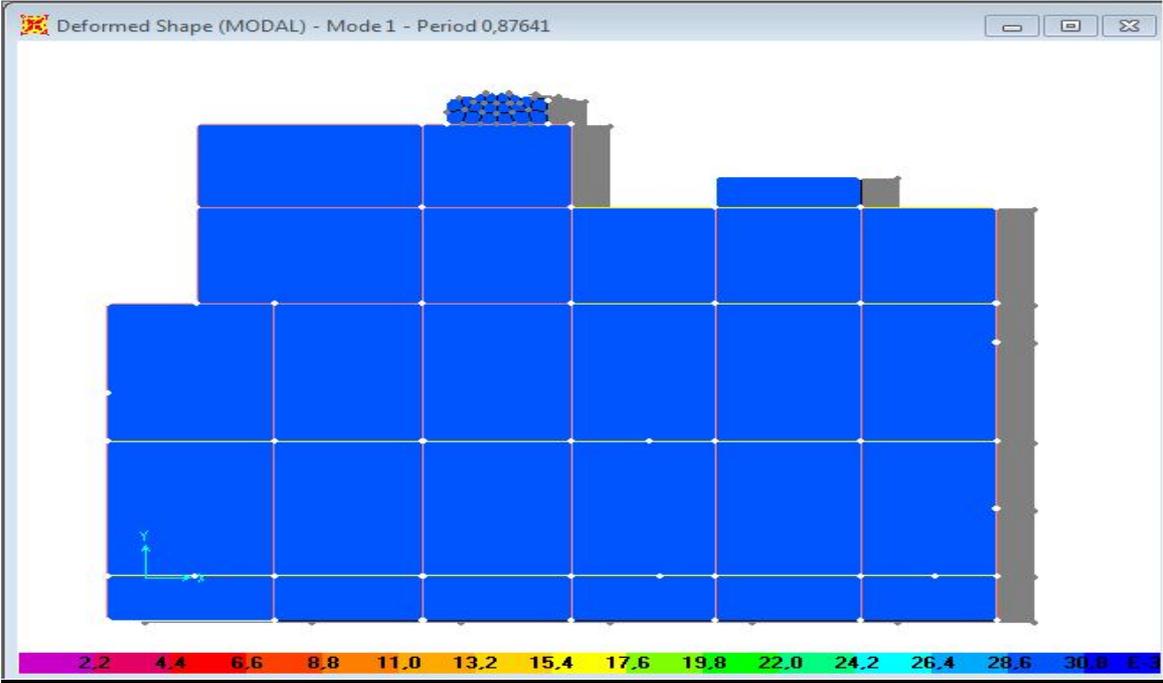
Figure IV.2. Disposition des voiles adoptée.

Modes de vibration et taux de participation des masses

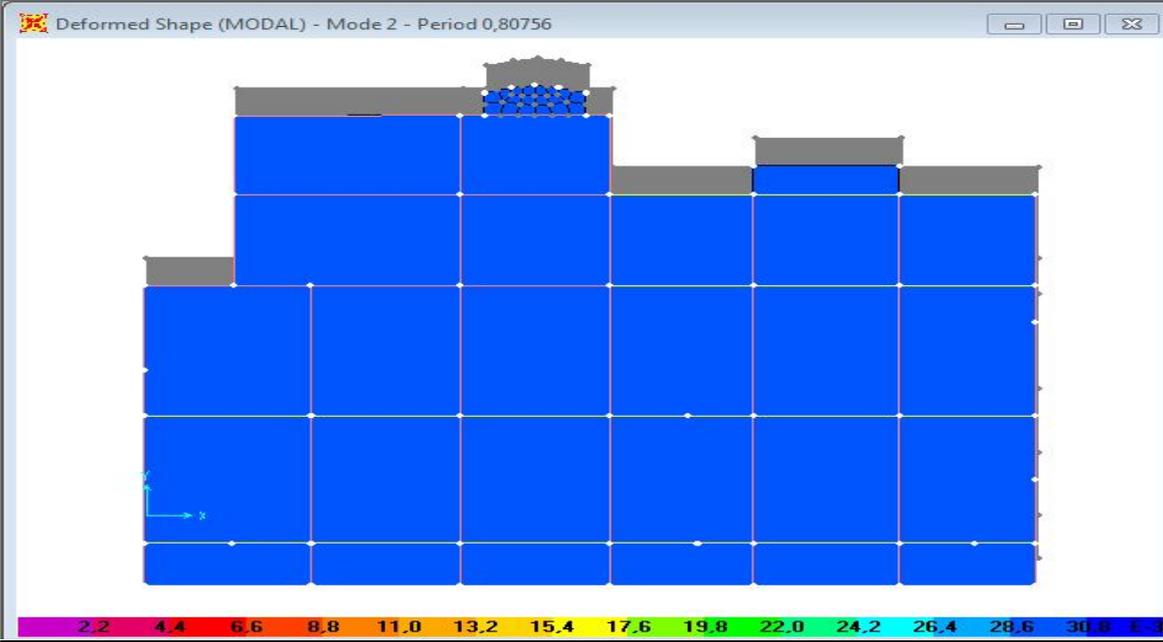
Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau IV.6. Périodes de vibration et taux de participation des masses

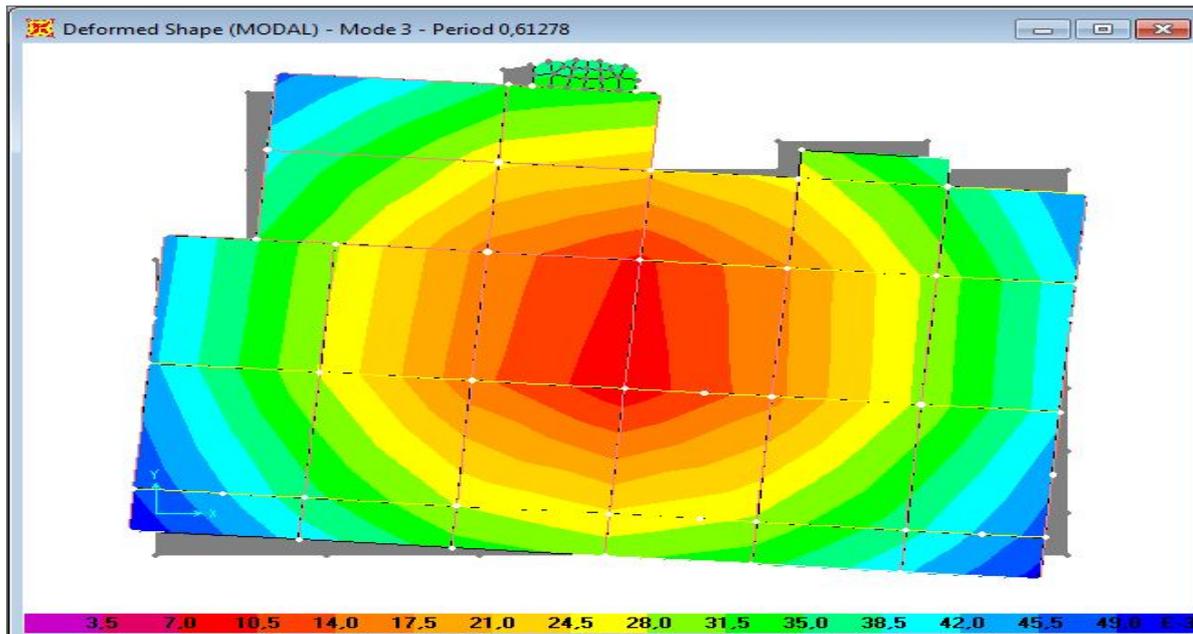
			PERIOD	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVES SUM (PERCENT)		
				UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
Modal	Mode	1	0,876411	74,22 %	0,31 %	0%	74,22 %	0,31 %	0%
Modal	Mode	2	0,807563	0,34 %	70,98 %	0%	74,56 %	71,29 %	0%
Modal	Mode	3	0,612779	0,002 %	0,007 %	0%	74,56 %	71,30 %	0%
Modal	Mode	4	0,283918	12,58 %	0,003 %	0%	87,14 %	71,30 %	0%
Modal	Mode	5	0,250393	0,002 %	15,32 %	0%	87,14 %	86,62 %	0%
Modal	Mode	6	0,218977	0,007 %	0,052 %	0%	87,15 %	86,67 %	0%
Modal	Mode	20	0,140204	0,0006 %	0,063 %	0%	91,51 %	86,96 %	0%
Modal	Mode	21	0,139913	0,0007 %	0,031 %	0%	91,51 %	86,99 %	0%
Modal	Mode	22	0,139025	0,007 %	0,019 %	0%	91,51 %	87,01 %	0%
Modal	Mode	23	0,134534	0,005 %	0,092 %	0%	91,52 %	87,10 %	0%
Modal	Mode	24	0,120812	0,02 %	4,877 %	0%	91,54 %	91,98 %	0%
Modal	Mode	25	0,090276	0,25 %	0,031 %	0%	91,79 %	92,01 %	0%



1^{er} mode de déformation
translation
($T = 0,87641$)



2^{eme} mode de déformation
translation
($T = 0,80756s$)



3^{ème} mode de déformation
torsion autour de
Z ($T = 0,61278s$)

Figure IV.4. Modes de déformation

Analyse des résultats :

La participation modale du premier mode est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montré sur la figure précédente, la même remarque est faite pour le deuxième mode.

On constate aussi, que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorée de 30%.

IV.4.2) Interaction voiles-portique :

Pour justifier le contreventement mixte, le RPA exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives.

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des charges verticales

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des charges horizontales.

Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de la vérification de l'interaction sous charges verticales sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau IV.7. Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	portiques	voiles	P (%)	V (%)
S.S	26113,291	2687,64	90,668	9,331
RDC	25109,03	2402,35	91,267	8,732
Etage1	21668,361	2280,68	90,476	9,523
Etage2	19071,484	2126,86	89,966	10,033
Etage3	15916,901	1949,08	89,090	10,909
Etage4	12463,409	1698,59	88,006	11,993
Etage5	10370,88	1428,08	87,896	12,103
Etage6	7829,661	1132,84	87,360	12,639
Etage7	5256,654	813,136	86,603	13,396
Etage8	2929,358	452,849	86,610	13,389
Buanderie	157,994	48,274	76,596	23,403

Sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel **SAP2000** son résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
S-S	1031,658	897,548	53,475	46,524	798,191	829,899	49,026	50,973
RDC	1055,922	499,311	67,894	32,105	715,365	657,565	52,105	47,895
1 ^{er} étage	1311,64	365,423	78,210	21,789	1138,004	446,049	71,841	28,158
2 ^{ème} étage	1343,048	245,774	84,531	15,468	1267,569	369,486	77,429	22,570
3 ^{ème} étage	1052,874	274,217	79,336	20,663	984,158	425,747	69,803	30,196
4 ^{ème} étage	1040,175	219,718	82,560	17,439	1022,361	336,182	75,254	24,745
5 ^{ème} étage	807,172	214,138	79,033	20,966	797,316	322,202	71,219	28,780
6 ^{ème} étage	798,56	133,964	85,634	14,365	814,179	210,4	79,464	20,535
7 ^{ème} étage	515,341	124,36	80,559	19,440	521,605	188,732	73,430	26,569
8 ^{ème} étage	554,919	41,528	93,037	6,9625	570,918	69,129	89,199	10,800
Buanderie	28,265	4,539	86,163	13,836	21,894	3,194	87,268	12,731

Vérification de l'effort normal réduit :

On doit vérifier que : $\frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$

Tel que : N_d : effort normal de calcul.

B_c : l'aire brute du poteau.

Les résultats obtenus par le logiciel **SAP2000** sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Nd	A	Nrd	Remarque
S-S	2049,845	55*60	0,248	Vérifiée
RDC	1910,959	55*60	0.231	Vérifiée
1 ^{er} étage	1617,900	50*55	0.235	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1444,775	50*55	0.210	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1249,309	45*50	0.222	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1065,197	45*50	0.189	Vérifiée
5 ^{ème} étage	887,366	40*45	0.197	Vérifiée
6 ^{ème} étage	721,646	40*45	0.160	Vérifiée
7 ^{ème} étage	563,275	35*40	0.160	Vérifiée
8 ^{ème} étage	435,064	35*40	0.124	Vérifiée
Buanderie	58,522	30*35	0.022	Vérifiée

Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_k$ **RPA99 (Article 5.10)**

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10. Vérification des déplacements

Niveaux	Sens X-X					Sens Y-Y				
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_x/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_x/h_k (%)
0,00	0,14	0,7	0	0,7	0,22	0,11	0,55	0	0,55	0,17
4,08	0,52	2,6	0,7	1,9	0,46	0,41	2,05	0,55	1,5	0,36
7,14	0,85	4,25	2,6	1,65	0,54	0,68	3,4	2,05	1,35	0,44
10,2	1,18	5,9	4,25	1,65	0,54	1	5	3,4	1,6	0,52
13,26	1,53	7,65	5,9	1,75	0,57	1,35	6,75	5	1,75	0,57
16,32	1,85	9,25	7,65	1,60	0,52	1,71	8,55	6,75	1,8	0,58
19,38	2,16	10,8	9,25	1,55	0,5	2,07	10,35	8,55	1,8	0,58
22,44	2,44	12,2	10,8	1,4	0,45	2,41	12,05	10,35	1,7	0,55
25,5	2,68	13,4	12,2	1,2	0,39	2,73	13,65	12,05	1,6	0,52
28,56	2,88	14,4	13,4	1	0,32	3,02	15,1	13,65	1,45	0,47
30,81	3,02	15,1	14,4	0,7	0,31	3,07	15,35	15,1	0,25	0,11

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k\max} = 1.9\text{cm} < 1\% \times h_e = 3.06\text{cm}$$

Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

niveau « k » ; 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 $\frac{1}{1-\theta}$.

Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.11. Vérification a L'effet **P-Δ**

Hauteur (m)	h_k	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)
0,00	314	30292,123	0.7	2288,388	0,029	0.55	2208,982	0,024
4,08	408	27236,003	1,9	2185,165	0.058	1.5	1951,354	0.064
7,14	306	23680,267	1,65	2004,46	0.063	1,35	1941,701	0.065
10,2	306	20778,169	1,65	1835,75	0.061	1,6	1989,199	0.056
13,26	306	17680,117	1,75	1672,185	0.060	1,75	1835,614	0.055
16,32	306	14124,907	1,60	1463,969	0.050	1,8	1605,798	0.045
19,38	306	11688,13	1,55	1225,23	0.048	1,8	1423,699	0.041
22,44	306	9067,028	1,4	1042,148	0.039	1,7	1168,932	0.035
25,5	306	6267,187	1,2	779,501	0.031	1,6	868,978	0.028
28,56	306	3610,534	1	510,082	0.023	1,45	524,782	0.022
30,81	225	169,101	0,7	25,167	0.020	0,25	25,411	0.02

On remarque que les valeurs de θ_k inférieure a 0.1 donc l'effet **P-Δ** n'a pas d'influence sur la structure.

IV.5.) Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

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_t 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} .

$$V_{xdyn} = 2288.388 KN$$

$$V_{ydyn} = 2208.982 KN$$

On a

$$V_{xst} = 1897.044 KN$$

$$V_{yst} = 1851.606 KN$$

$$V_{xdyn} = 2288,388 KN \geq 0.8 \times V_{stx} = 1517,635 KN$$

$$V_{ydyn} = 2208,892 KN \geq 0.8 \times V_{sty} = 1481,285 KN$$

Condition vérifiée.

V.1. Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

V.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
 - 2) $G + Q$
 - 3) $G + Q \pm E_x$
 - 4) $0.8G \pm E_x$
 - 5) $G + Q \pm E_y$
 - 6) $0.8G \pm E_y$
- (RPA99)**

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$) ; 2. ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$) ; 3. ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)

V.2.1.Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1)

a)- Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% b_1 \times h_1$ en zone **IIa**

- Leur pourcentage maximale sera de :

4 % en zone courante

6 % en zone de recouvrement

- Le diamètre minimum est de 12 mm

- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone **IIa**.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

25 cm 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

V.2.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau (tabV.1) ci-après :

Tableau V.1. Sollicitations dans les poteaux

Niveau	N_{\max} →	M_{cor}	M_{\max} →	N_{cor}	N_{\min} →	M_{cor}
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
Sous-sol,RDC	2288.483	62.885	131.431	693.303	4.851	71.209
1 ^{er} ,2 ^{ème} étage	1704.005	13.921	188.4261	1139.227	8.458	5.563
3 ^{ème} ,4 ^{ème} étages	1249.309	14.037	115.689	395.359	0.06	7.5368
5 ^{ème} ,6 ^{ème} étages	887.366	14.430	96.372	293.286	4.909	12.880
7 ^{ème} ,8 ^{ème} étages	563.275	12.914	67.711	221.149	0.61	26.938

V.2.2.1)-Calcul du ferrailage

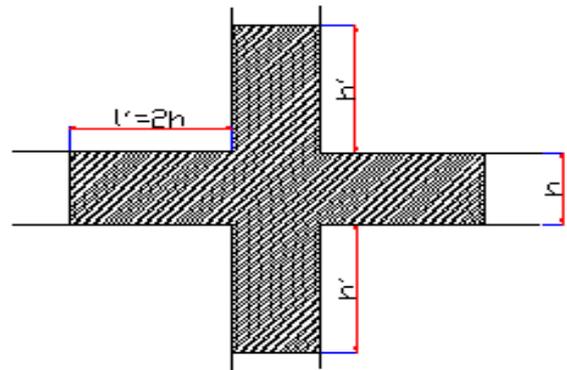
a) Ferrailage longitudinale

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau (tableau V2.3).

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right); \quad l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

$b; h$: Dimensions de la section transversale du poteau



FigureV.1. Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.2. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
s-sol+RDC	60x55	26.4	132	198
1 ^{er} +2 ^{eme} étage	55x50	22	110	165
3 ^{eme} +4 ^{eme} étage	50x45	19.8	90	135
5 ^{eme} +6 ^{eme} étage	45x40	14.4	72	108
7 ^{eme} +8 ^{eme} étage	40x35	11.2	56	84
Buanderie	35x30	8.40	42	63

b) Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

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 déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa

Dans la zone courante $t' \leq 15\phi_l$ en zone IIb et III

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} \text{ En \% est donnée comme suit :}$$

$$A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

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.

V.2.3. Ferrailage des poteaux : Le ferrailage peut être tiré directement du logiciel en utilisant la commande « Start design /check of structure ».

a)- Armatures longitudinales

Tableau V.3. Armatures longitudinales

Niveau	Section (cm ²)	A _{calcul} Socotec (cm ²)	A min RPA (cm ²)	A adoptée (cm ²)
s-sol, RDC	60x55	9.20	26.4	4HA20+8HA16=28.65
1 ^{er} , 2 ^{eme} étages	55x50	8.40	22	12HA16=24.13
3 ^{eme} , 4 ^{eme} étages	50x45	7.60	18	12HA14=18.47
5 ^{eme} , 6 ^{eme} étages	45x40	6.80	14.4	8HA12+4HA14=15.21
7 ^{eme} , 8 ^{eme} étage	40x35	6.00	11.2	12HA12=13.57
Buanderie	35x30	5.20	8.40	8HA12=9.05

b) Section des armatures transversales

Tableau V.4. Armature transversales

Niveau	S-SOL,RDC	1 ^{er} ,2 ^{ème} étages	3 ^{ème} , 4 ^{ème} étages	5 ^{ème} ,6 ^{ème} étages	7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	Buanderie
Section (cm ²)	60x55	55X50	50x45	45x40	40x35	35x30
ϕ_t^{\max} (cm)	20	1.6	1.4	1.2	1.2	1.2
ϕ_t^{\min} (cm)	1.6	1.4	1.2	1.2	1.2	1.2
l_f (cm)	285.6	214.2	214,2	214,2	214,2	157.5
Λ_g	4.76	3.894	4.284	4.760	5.355	4.5
Vu (KN)	53.538	104.322	73.802	60.562	42.434	34.157
l_r (cm)	80	80	80	80	80	80
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
S_t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	1.25	1.78	1.39	1.89	1.49	1.37
A_t^{\min} zone courante (cm ²)	3.24	3.526	3.60	2.430	1.805	2.004
A_t^{\min} zone nodale (cm ²)	2.16	3.17	2.40	1.89	1.20	1.92
A_t adopté (cm ²)	4.71	4.71	4.71	3.02	3.02	2.01
Nbre de cadres	6HA10	6HA10	6HA10	6HA8	6HA8	4HA8

Conformément aux règles du **RPA 99/03** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

Longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_t^{\max}$). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

V.2.4. Vérifications

a) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de $l_0 = 4.08\text{m}$ et un effort normal de 2288.388KN

$$N_u^{\max} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots si \quad \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots si \quad \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple illustratif

$$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2.856 \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.173 \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$D'o\grave{u} : \lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.856}{0.173} \Rightarrow \lambda = 16.50 \Rightarrow \alpha = 0.832$$

$$B_r = 0.307 \text{m}^2 \quad (\text{Section r\^eduite}).$$

$$\text{Donc : } N_u = 0.813 \times \left(\frac{0.307 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 28.65 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 5432.22 \text{ KN}$$

On a $N_u^{\max} < N_u$ condition v\^erifi\^ee ; donc pas de risque de flambement:

Tableau V.5. Justification de l'effort normal r\^eduit

Niveau	l_0 (m)	l_f (m)	I (m)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (KN)	Nu ^{max} (KN)
s-sol, RDC	4.08	2.856	0.173	16.50	0.813	26.52	0.307	5432.222	2288.483
1 ^{er} , 2 ^{eme} \^etage	3.06	2.142	0.158	13.55	0.825	22.99	0.254	4572.98	1704.005
3 ^{eme} , 4 ^{eme} \^etage	3.06	2.142	0.144	14.87	0.820	19.73	0.206	3654.94	1249.309
5 ^{eme} , 6 ^{eme} \^etages	3.06	2.142	0.129	16.60	0.813	15.83	0.163	2884.16	887.366
7 ^{eme} , 8 ^{eme} \^etage	3.06	2.142	0.115	18.62	0.804	13.57	0.125	2240.599	563.275
Buanderie	2.25	1.575	0.101	15.59	0.817	9.05	0.092	1649.103	58.622

Du tableau ci-dessus on constate que $N_u^{\max} < N_u$

b) V\^erification des contraintes

\^Etant donn\^e que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la v\^erification des poteaux les plus sollicit\^es \^a chaque niveau, \^a la contrainte de compression du b\^eton seulement, et pour cela nous allons proc\^eder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \left(\frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \right)$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

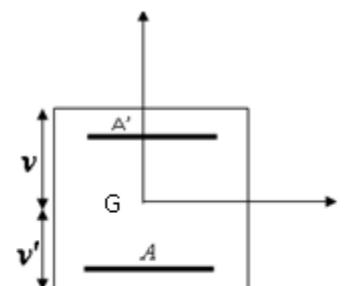


Figure V.2: Section du poteau

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2]$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 \quad \text{et} \quad v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Tableau V.6. Justification des contraintes

Niveau	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KNm)	σ _{bc} (MPa)	Obs
s-sol,RDC	54	28.65	32.58	27.42	0.0130	1497.007	49.671	5.781	vérifiée
1 ^{er} ,2 ^{eme} étage	49.5	24.13	29.95	25.05	0.00919	1180.427	42.751	5.685	vérifiée
3 ^{eme} ,4 ^{eme} étage	45	18.47	27.32	22.68	0.00620	911.356	31.294	5.429	vérifiée
5 ^{eme} ,6 ^{eme} étage	40.5	15.21	24.59	20.41	0.004083	648.667	30.42	4.810	vérifiée
7 ^{eme} ,8 ^{eme} étage	36	13.57	22.03	17.97	0.00259	413.738	40.147	5.123	vérifiée
Buanderie	31.5	9.05	19.10	15.90	0.00149	42.997	36.668	3.113	vérifiée

c) Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Tableau V.7. Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	section	l_f (m)	λg	ρ_d	D (cm)	Vu (KN)	τ (MPa)	$\frac{\tau}{\bar{\tau}}$ (MPa)	observ
s-sol,RDC	60×55	2.856	4.76	0.04	54	53.538	0.165	1	vérifier
1 ^{er} ,2 ^{eme} étages	55×50	2.142	3.894	0.04	49.5	104.32	0.421	1	vérifier
3 ^{eme} , 4 ^{eme} étages	50×45	2.142	4.284	0.04	45	73.802	0.328	1	vérifier
5 ^{eme} , 6 ^{eme} étages	45×40	2.142	4.760	0.04	40.5	60.562	0.332	1	vérifier
7 ^{eme} , 8 ^{eme} étages	40×35	2.142	5.355	0.075	36	42.434	0.294	1.875	vérifier
Buanderie	35×30	2.25	4.50	0.04	31.5	34.157	0.309	1	vérifier

V.2.5.Disposition constructive des poteaux

Longueurs de recouvrement

Selon le **RPA99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale des recouvrements est de :

$L_r > 40 \cdot \Phi$ en zone **IIa**

$\Phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 80\text{cm}$

Les zones nodales

La zone nodale est définie par h'

$$\text{et } h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: section de poteau.

h_e : hauteur d'étage.

- On opte $h' = 60\text{ cm}$ pour tous les étages.

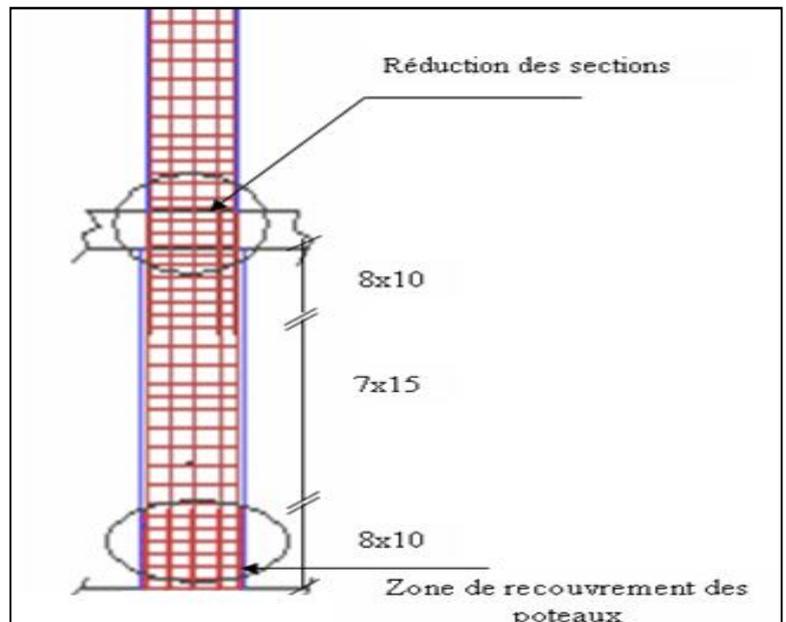


Figure V.3. Zone de recouvrement

V.2.6. Schéma de ferrailage

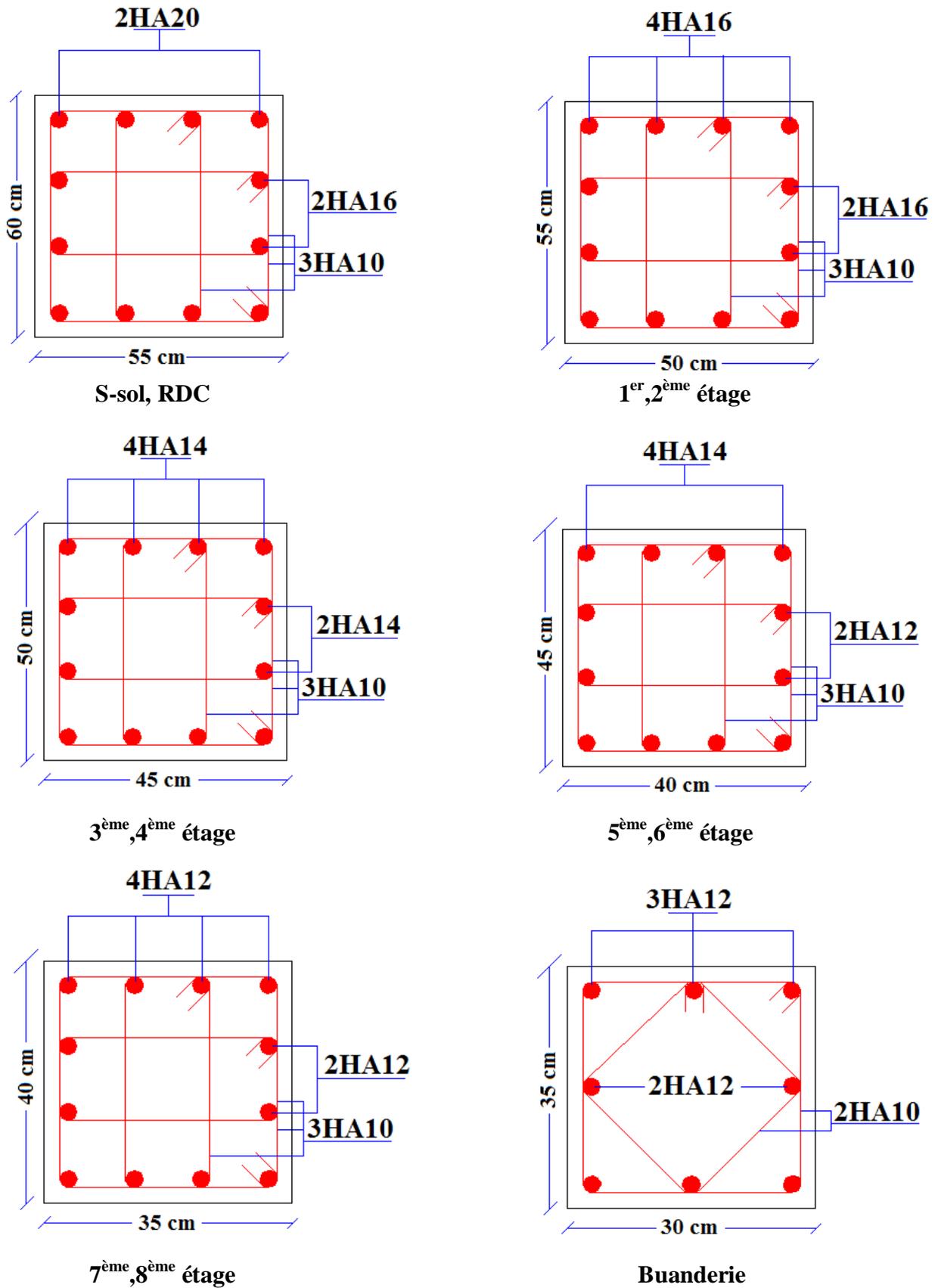


Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux

V.3) Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant 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 et les poutres secondaires qui assurent le chaînage,

On procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** 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 **RPA99/2003** suivantes :

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

$$G + Q$$

$$G + Q + E$$

RPA99 (Article 5.2)

$$0.8 \times G + E$$

$$0.8 \times G - E$$

V.3.1) Recommandation du RPA99

Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_t^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% de la section de béton en zone courante.

6% de la section de béton en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa).

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° . armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.

L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

- $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$. : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

- $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.

La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Ces recommandations sont résumées dans le schéma suivant :

Dispositions constructives des portiques :

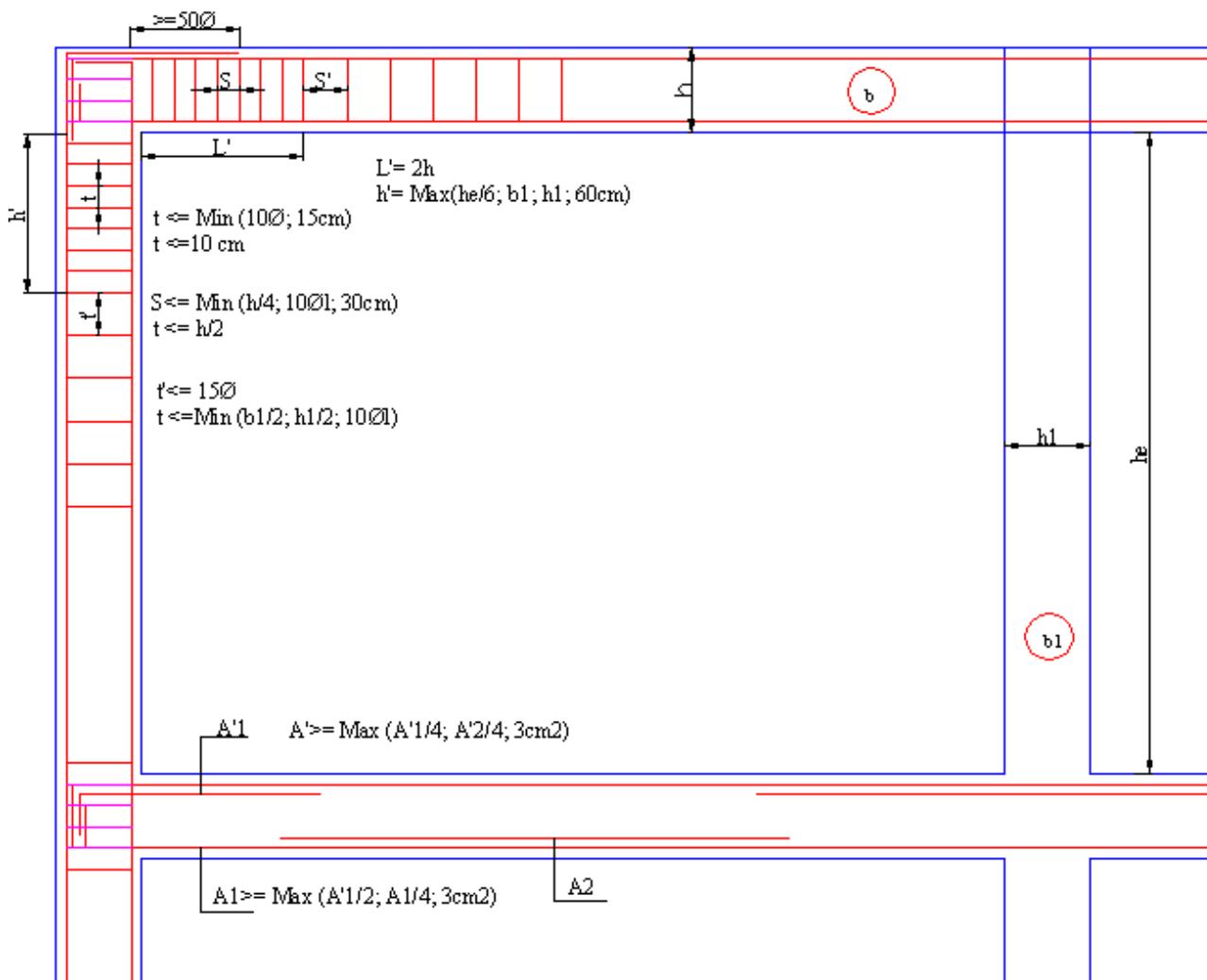


Figure. V.5. Dispositions constructives des portiques

V.3.2) Ferrailage des poutres :**Les armatures longitudinales :**

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel **SAP 2000**. Nous avons retenu le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Tableau V.8. Les armatures longitudinales dans les poutres.

Niveau	Type de poutre	section	localisation	A _{calcul} SAP	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Etage Service	Principale	30*45	Appuis	13.84	6.75	81	14.04	3T20+3T14
			Travée	11.39		54	12.81	3T20+3T12
	Secondaire	30*35	Appuis	9.31	5.25	63	10.65	3T14+3T16
			Travée	6.92		42	8.01	3T14+3T12
Etages courant	Principale	30*45	Appuis	11.95	6.75	81	12.06	6T16
			Travée	8.49		54	10.65	3T16+3T14
	Secondaire	30*35	Appuis	11.25	5.25	63	12.06	6T16
			Travée	8.55		42	10.65	3T16+3T14
Terrasse	Principale	30*45	Appuis	13.67	6.75	81	14.04	3T20+3T14
			Travée	9.33		54	12.06	6T16
	Secondaire	30*35	Appuis	6.36	5.25	63	6.79	6T12
			Travée	4.36		42	6.79	6T12

Exigences de RPA : $A_{min} = 0.5 \% b \cdot h$

Longueur de recouvrement

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 20mm \Rightarrow l_r > 80cm$$

$$\phi = 16mm \Rightarrow l_r > 64cm$$

$$\phi = 14cm \Rightarrow l_r > 56cm$$

$$\phi = 12cm \Rightarrow l_r > 48cm$$

Les armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

BAEL91 (Article H.III.3)

Poutres principales

$$\phi \leq \min\left(1.4; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.4; 1.28; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 10mm \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14cm^2$ (un cadre et un étrier)

Poutres secondaires

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 10mm \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14cm^2$ (un cadre et un étrier)

Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le **RPA99 version 2003** :

$$\text{Zone nodale : } S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right).$$

Poutres principales : $S_t \leq \min(11.25 ; 24)$ Soit : $S_t = 10$ cm

Poutres secondaires : $S_t \leq \min(11.25 ; 19,2)$ Soit : $S_t = 10$ cm

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

Poutres principales : $S_t \leq 22,5$ cm Soit : $S_t = 15$ cm

Poutres secondaires : $S_t \leq 17,5$ cm Soit : $S_t = 15$ cm

On adopte un espacement de 10cm en zone nodale sur une longueur de $l = 2 \times h = 90$ cm . On adopte un espacement de 15cm en zone courante.

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{C'est vérifié}$$

V.3.3) Vérifications

Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{v}{b \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

Tableau V.9. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V_u (MN)	τ_u (MPa)	Observation
Principales	0.219	1.73	Vérifiée
Secondaires	0.12	1.25	Vérifiée

$$\tau_u < \bar{\tau} = 3.25 \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.}$$

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$\text{En appui de rives : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\text{En appui intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.10. Vérification au cisaillement.

Poutres	A_L (cm)	V_u (MN)	M_a (MN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principale	14.04	0.219	0.182	6.29	-7.54	Vérifiée
Secondaires	12.06	0.12	0.068	3.45	-3.34	Vérifiée

Etat limite de compression du béton

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

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq 15\text{MPa}$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	$M_{ser}(MN)$	σ_{bc} (Mpa)	Vérification
Principales	appui	0.134	5.55	vérifiée
	travée	0.094	3.90	vérifiée
Secondaires	appui	0.0502	3.40	vérifiée
	travée	0.0385	2.61	vérifiée

Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1).$$

$$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0} \dots\dots\dots(2). \quad \text{BAEL 91(Article B.6.5)}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \times b \dots\dots\dots(3).$$

Vérification des trois conditions :

Poutres principales : h=45cm ; l= 515 cm ; b=30cm ; d= 42cm ; Mt=0.75M₀

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{515} = 0,087 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,087 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{0.75}{10} = 0,075 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{15.45}{30 \times 42} = 0,012 < \frac{4,2}{f_e} \times b = 0,0315 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Poutres secondaires : h= 35cm ; l= 380 cm ; b= 30 cm ; d= 32 cm ; Mt=0.75M₀

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{380} = 0,092 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,092 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{0,75}{10} = 0,075 \dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{12,06}{30 \cdot 32} = 0,0126 < \frac{4,2}{f_e} \times b = 0,0315 \dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Les trois conditions (1), (2) et (3) sont vérifiées pour tous les éléments

Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du RPA 99/03 (Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

Détermination des moments résistants dans les poteaux

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'acier dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que : $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$, $Z = 0.85 \times h$

Tableau V.12. Moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (m ²)	Z(m)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
RDC sous-sol	0.55*0.60	0.68	26,52	627,25
1.2 ^{ème} étages	0.50*0.55	0.68	22,99	625.33
3.4 ^{ème} étages	0.45*0.50	0.54	19,73	370,58
5.6 ^{ème} étage	0.40*0.45	0.54	15.21	301.08
7.8 ^{ème} étage	0.35*0.40	0.54	13,57	254.88
Buanderie	0.30*0.35	0,54	9,05	169.98

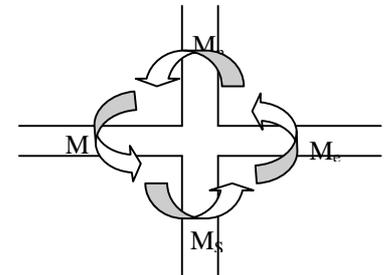


Figure V.6.Schéma de la Zone nodale

Poutres

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.13. Moments résistants dans les poutres

Etage	Sens	Z (m)	A_s (cm ²)	M_R (KN.m)
Sous-sol	X-X	0,425	24.69	364.98
	Y-Y	0,425	16.02	236.81
RDC+1.2....8 ^{eme}	X-X	0,425	18.66	275.84
	Y-Y	0,425	17.25	255
Terrasse	X-X	0,425	17.25	255
	Y-Y	0,425	16.02	236.81

Tableau V.14. Vérification des zones nodales

Etage	Plan	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	OBS
Sous-sol	X-X	364.98	364.98	912.45	853.91	1226.74	2080.67	vérifié
	Y-Y	236.81	236.81	592.02	853.91	1226.74	2080.67	vérifié
RDC+1,2 .3....8 ^{eme}	X-X	275.84	275.84	689.6	664.26	853.91	1518.17	vérifié
	Y-Y	255	255	637.5	664.26	853.91	1518.17	vérifié
Terrasse	X-X	255	255	637.5	301.12	664.26	965.38	vérifié
	Y-Y	236.81	236.81	592.02	301.12	664.26	965.38	vérifié

V.3.4 : Schéma de ferrailage

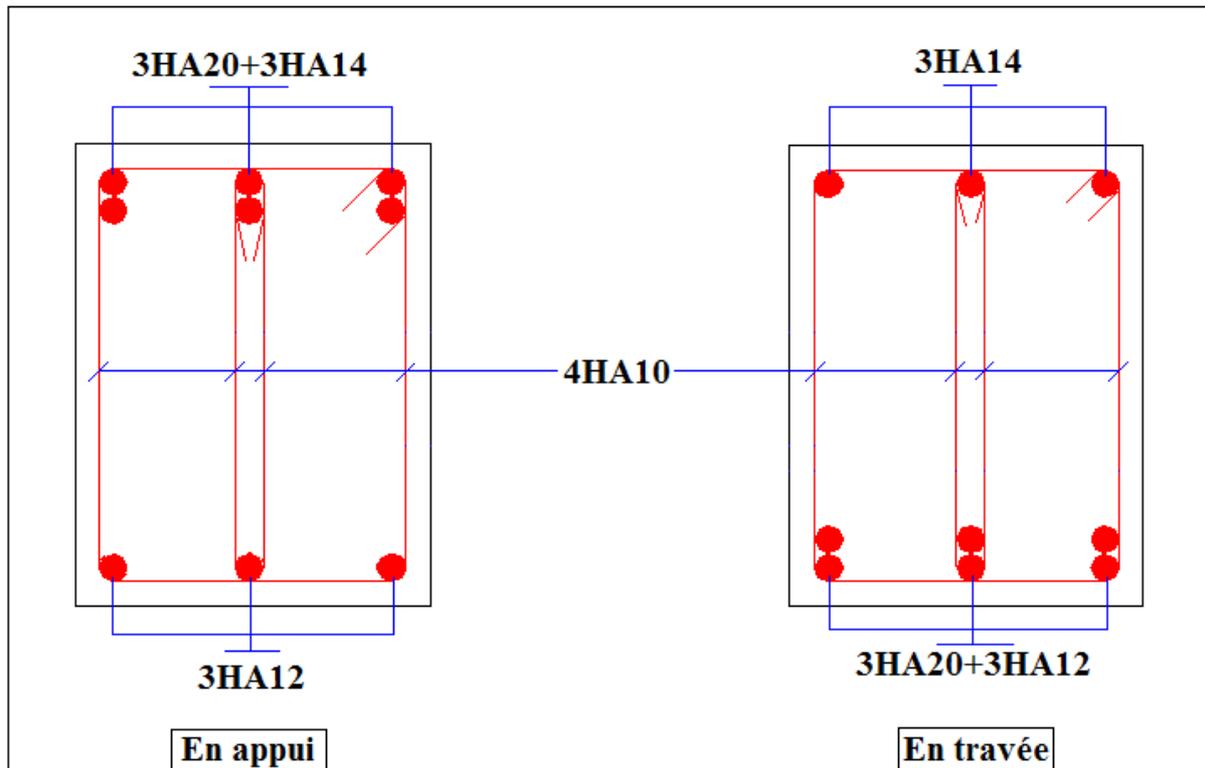


Figure V.7. Schéma de ferrailage des poutres principales de l'étage service

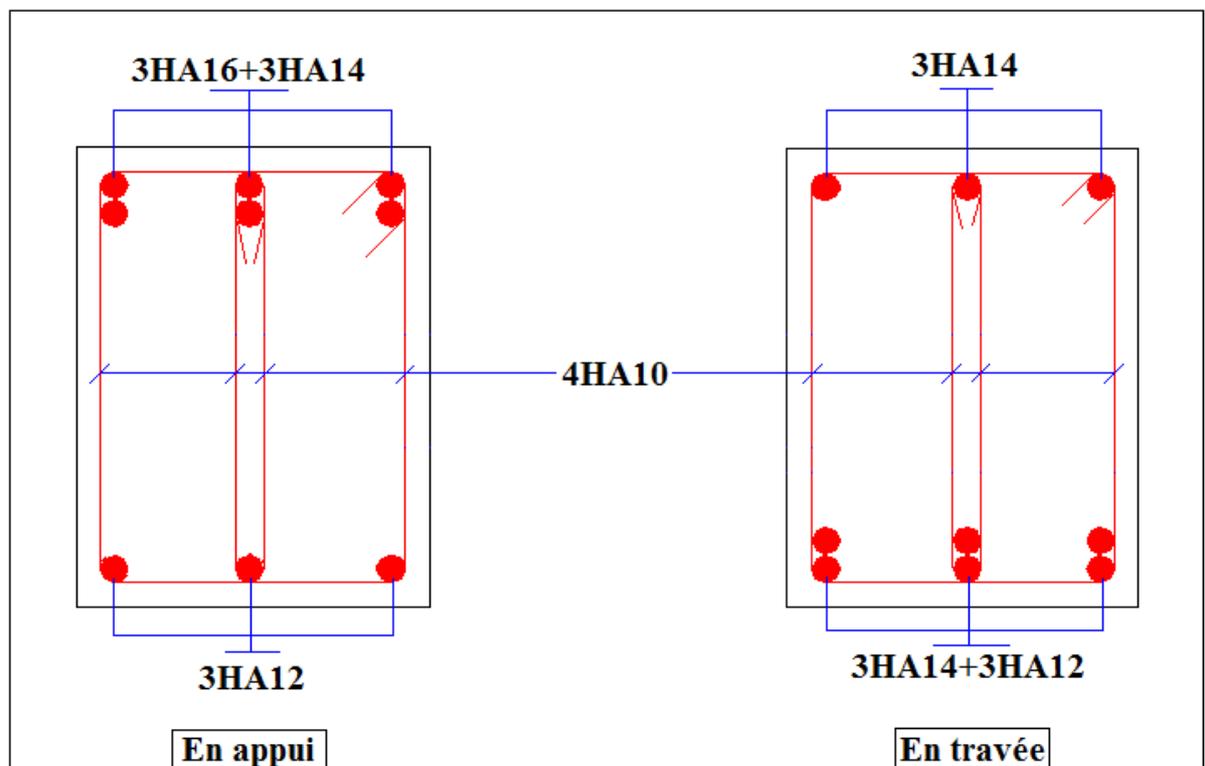


Figure V.8. Schéma de ferrailage des poutres secondaires de l'étage service

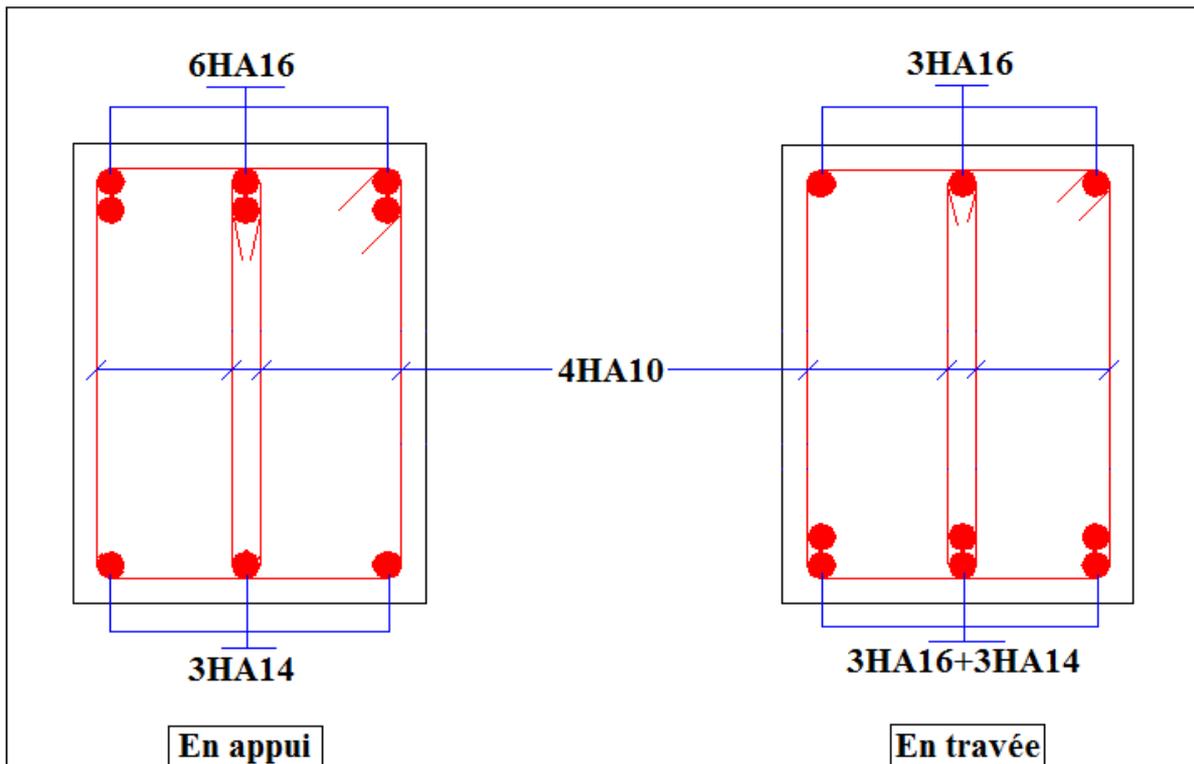


Figure V.9. Schéma de ferrailage des poutres principales de l'étage courant

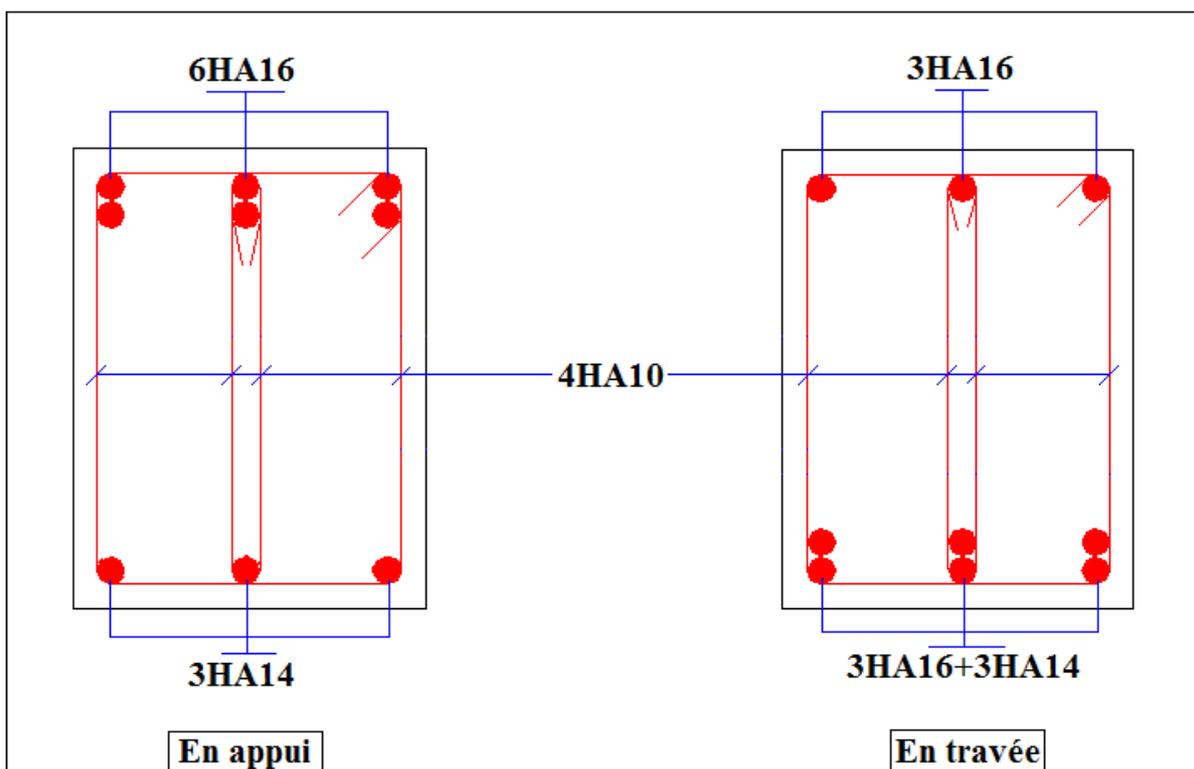


Figure V.10. Schéma de ferrailage des poutres secondaires de l'étage courant

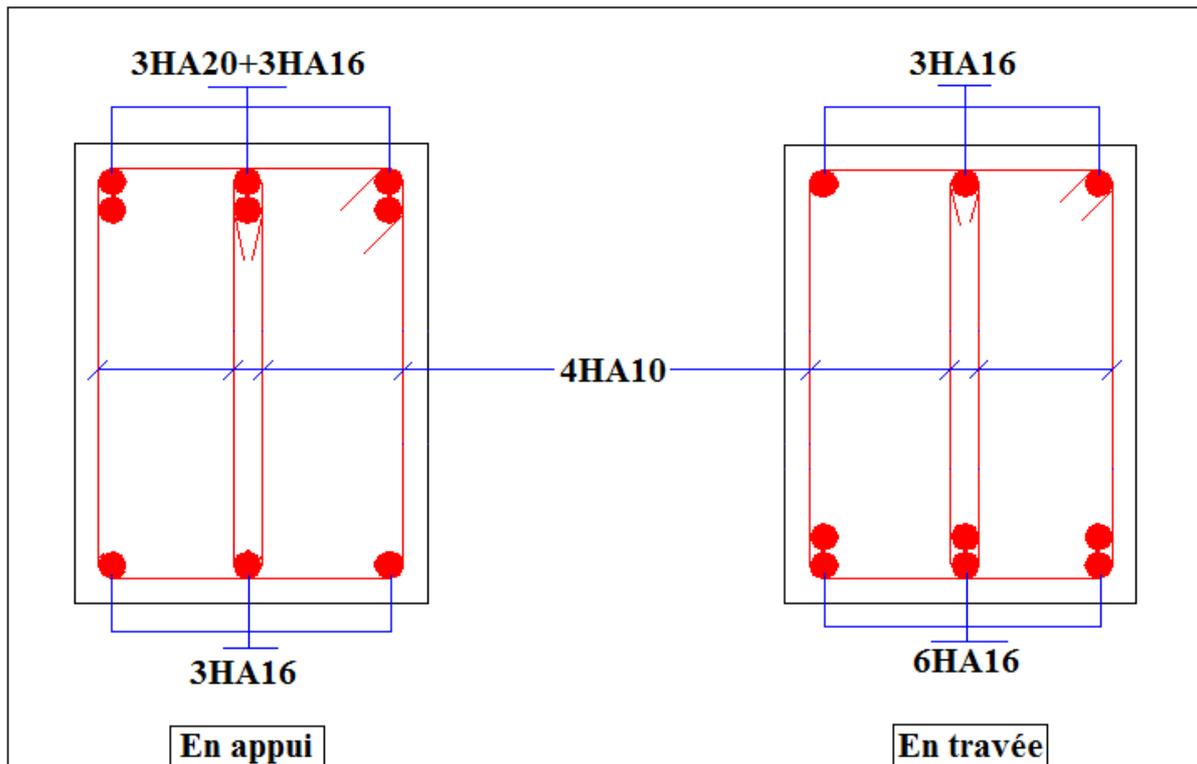


Figure V.11. Schéma de ferrailage des poutres principales de terrasse

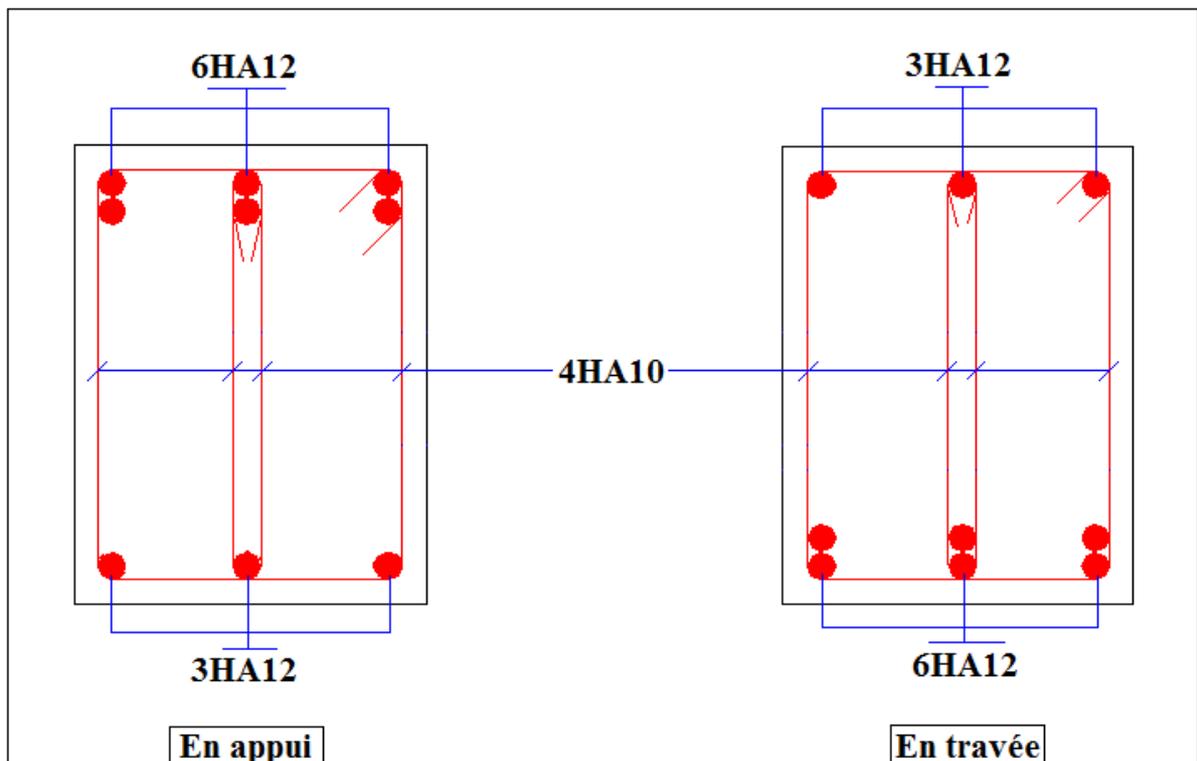


Figure V.12. Schéma de ferrailage des poutres secondaires de l'étage terrasse

V.4) Etude des voiles

V.4.1) Introduction

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés.

Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales (au plus 20%), les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Pour cela l'avantage que présente l'utilisation des voiles est la réduction considérable des dommages sismiques des éléments non structuraux et du bâtiment en générale, et cela grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$

Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause les modes de rupture suivants :

- Flexion.
- Flexion par effort tranchant.
- Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

Pour éviter les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

Pour éviter le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

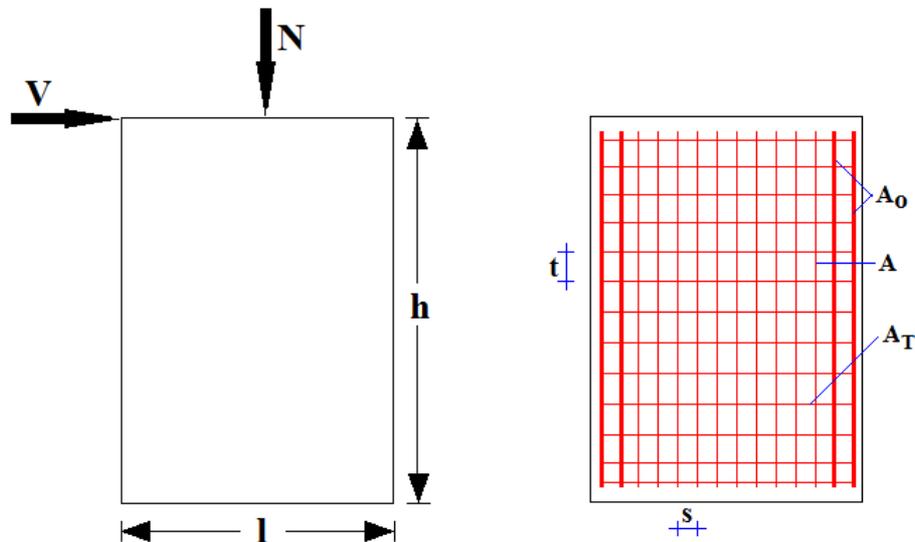


Figure V.13. Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

V.4.2) Recommandation du RPA 99/03

Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

$$A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

L_t : longueur de zone tendue.

e : épaisseur du voile

les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux ($S_t < e$)

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de $\frac{1}{2}$ sûr $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent respecter les recommandations suivantes :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$

Le pourcentage minimal d'armatures est de :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times h \quad \text{Dans la zone extrême de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% \times b \times h \quad \text{Dans la zone courante du voile.}$$

$$\phi \leq \frac{1}{10} \times e$$

On doit vérifier pour les armatures verticales et horizontales les conditions suivantes :

L'espacement $S_t = \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$ avec a : épaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .

Les armatures transversales sont destinées essentiellement à empêcher les barres verticales de flamber, elles sont disposées en nombre de 4 barres par m.

c) La contrainte limite de cisaillement dans le béton

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_{adm} = 0,2 \times f_{C28}$$

$$\tau_b = 1,4 \times \frac{V}{b_0 \times d}$$

b_0 : épaisseur du voile ;

d : hauteur utile ($d = 0,9.h$) ;

h : hauteur total de la section.

V.4.3) Ferrailage des voiles

Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($b \times h$) .

Armatures horizontales

Les résultats du ferrailage sont représentés dans le tableau ci-dessous avec :

$A_v^{\min} = 0.15\% \times B \times L$: Section d'armatures verticales minimale dans le voile.

A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.

A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t : Espacement.

$A_h^{\min} = 0.15\% \times B \times h$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile.

$A_h^{calc} = \frac{A_v^{adp}}{4}$: Section d'armature calculée

A_h^{adop} : Section d'armature adoptée.

N^{bre} : Nombre de barre adoptée.

Les sollicitations permettant le calcul du ferrailage sont directement déduites de celle obtenue suite à la modélisation par le logiciel **Sap2000**.

Voile V x1 avec L=2m :**Tableau V.15.** Récapitulation des efforts dans le voile Vx1

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	
S –sol,RDC	1385.914	18.95	442.17	761.52	348.71	757.72	212.08
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	962.82	20.63	833.48	216.46	360.74	189.899	193.54
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	885.15	37.26	718.56	169.29	262.76	118.57	167.97
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	634.27	45.50	539.07	119.08	249.35	58.28	134.61
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	367.6	119.32	367.6	119.32	113.40	54.84	80.40

Voile V x2 avec L=2m :**Tableau V.16.** Récapitulation des efforts dans le voile Vx2

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V(KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	
S –sol,RDC	1486.08	49.54	783.28	658.31	302.87	778.74	406.13
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	1197.10	5.8	481.144	118.023	513.39	257.66	252.3
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	1018.54	3.62	333.41	559.77	444.84	331.99	210.09
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	740.33	6.54	172.55	399.08	316.4	109.4	155.20
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	391.4	9.95	83.21	191.10	147.98	82.85	85

Voile V x3 avec L=1.4m :**Tableau V.17.** Récapitulation des efforts dans le voile Vx3

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V(KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	
S –sol,RDC	800.16	19.24	332.63	683.07	311.51	305.91	205.79
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	730.42	27.30	228.09	222.52	162.44	125.77	122.89
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	621.93	41.85	306.7	123.3	149.62	117.08	126.07
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	465.22	67.71	220.90	134.81	100.74	127.99	102.70
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	266.19	43.44	113.26	72.65	88.05	55.13	69.62

Voile V x4 avec L=1.5m :**Tableau V.18.** Récapitulation des efforts dans le voile Vx4

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V(KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	
S – sol,RDC	1485.4	38.27	1267.84	431.63	423.93	377.17	266.05
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	1245.50	17.21	749.98	245.81	650.86	134.91	137.65
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	1120.40	12.61	740.78	125.77	582.57	125.54	139.90
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	915.24	13.56	595.71	88.18	462.24	87.84	111.94
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	650.19	6.1	380.67	58.46	332.6	42.47	66.55

Voile V y1 avec L=2.8m :**Tableau V.19.** Récapitulation des efforts dans le voile Vy1

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V(KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	
S – sol,RDC	1612.99	142.40	439.28	1451.44	439.28	1451.44	326.13
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	1118.22	77.13	737.70	465.71	333.6	143.02	315.66
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	933.75	32.76	579.11	566.84	286.37	89.15	401.008
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	608.28	4354	309.75	431.41	235.34	59.92	289.42
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	335.71	201.15	314.52	203.27	148.9	160.28	163.06

Voile V y2 avec L=3.1m :**Tableau V.20.** Récapitulation des efforts dans le voile Vy2

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V(KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	
S – sol,RDC	1521.20	18.06	734.006	1759.6	553.806	1780.66	418.4
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	1232.44	98.11	665.70	750.5	482.54	98.98	521.04
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	1001.54	42.47	613.4	727.85	453.4	522.87	430.46
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	715.67	21.71	385.430	455.81	333.45	305.91	320.14
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	372.08	22.50	188.66	218.8	163.92	177.4	179.53

V.4.3) Calcul de ferrailage du voile :

Tableau V.21.Sollicitations de calcul et ferrailage du voile Vx1 dans tous les niveaux

Vx1, L =2 m, e =20cm					
Niveau	S – sol,RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
N (KN)	1385.91	962.820	826.15	634.27	367.60
M(KN.m)	18.95	20.63	37.26	45.50	119.32
V(KN)	212.1	193.54	167.97	134.61	80.4
section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
τ_{adm} (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
$\bar{\tau}$ (MPa)	0.825	0.75	0.65	0.52	0.31
A_v^{min} (RPA)(cm ²)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
A_v Calcul(cm ²)	40.66	28.58	25.36	20.2	15.71
A_v Calcul/face(cm ²)	20.33	14.29	12.68	10.10	7.85
A_v Adopter /face (cm ²)	21.55	15.83	15.83	11.00	11.00
Nbarre/face	14T14	14T12	14T12	14T10	14T10
S_t (cm)	14.3	14.3	14.3	14.3	14.3
A_h Calcul/plans (cm ²)	2.03	0.92	0.82	0.65	0.39
A_h min/ plans (cm ²)	12.24	9.18	9.18	9.18	9.18
A_h Adopter/ plans(cm ²)	12.57	9.42	9.42	9.42	9.42
Nbarre/ plans (cm ²)	16T10	12T10	12T10	12T10	12T10
S_t (cm)	25	25	25	25	25

$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow$ C'est vérifié, pas de risque de cisaillement.

Tableau V.22. Sollicitations de calcul et ferrailage du voile Vx2 dans tous les niveaux

Vx2, L =2 m, e =20cm					
Niveau	S – sol,RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
N (KN)	1486.10	1197.10	1018.54	740.33	391.40
M(KN.m)	49.54	5.80	3.62	6.54	9.95
V(KN)	406.13	252.30	210.098	15522	85
section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
τ (MPa)	1.58	0.98	0.82	0.60	0.33
$\bar{\tau}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
A_v^{\min} (RPA)(cm ²)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
A_v^{Calcul} (cm ²)	44.86	34.66	29.44	21.56	11.68
$A_v^{\text{Calcul/face}}$ (cm ²)	22.43	17.33	14.72	10.78	5.84
$A_v^{\text{Adopter /face}}$ (cm ²)	24.64	18.10	15.33	12.57	10.30
Nbarre/face	16T14	16T12	8T12+8T10	16T10	16T10
S_t (cm)	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
$A_h^{\text{Calcul/plans}}$ (cm ²)	0.37	1.22	1.02	0.75	0.75
$A_h^{\text{min/ plans}}$ (cm ²)	12.24	9.18	9.18	9.18	9.18
$A_h^{\text{Adopter/ plans}}$ (cm ²)	12.57	9.42	9.42	9.42	9.42
Nbarre/ plans (cm ²)	16T12	12T10	12T10	12T10	12T10
S_t (cm)	25	25	25	25	25

$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow$ C'est vérifié, pas de risque de cisaillement.

Tableau V.23. Sollicitations de calcul et ferrailage du voile Vx3 dans tous les niveaux

Vx3, L =1.4m, e =20 cm					
Niveau	S – sol,RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
N (KN)	800.16	730.42	621.93	465.22	266.189
M(KN.m)	19.24	27.30	41.85	67.71	43.44
V(KN)	205.79	122.89	126.07	102.7	69.62
section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
τ (MPa)	1.73	0.68	0.70	0.57	0.38
$\bar{\tau}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
A_v^{\min} (RPA)(cm ²)	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2
A_v Calcul(cm ²)	24.20	22.68	20.46	17.54	10.32
A_v Calcul/face(cm ²)	12.10	11.34	10.23	8.77	5.16
A_v Adopter /face (c m ²)	13.57	13.57	13.57	9.42	9.42
Nbarre/face	12T12	12T12	12T12	12T10	12T10
S_t (cm)	12	12	12	12	12
A_h Calcul/plans (cm ²)	2.16	0.85	0.87	0.71	0.48
A_h min/ plans (cm ²)	12.24	9.18	9.18	9.18	9.18
A_h Adopter/ plans (cm ²)	12.57	9.42	9.42	9.42	9.42
Nbarre/ plans (cm ²)	16T10	12T10	12T10	12T10	12T10
S_t (cm)	25	25	25	25	25

$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow$ C'est vérifié, pas de risque de cisaillement.

Tableau V.24. Sollicitations de calcul et ferrailage du voile Vx4 dans tous les niveaux

Vx4, L =1.5m, e =20cm					
Niveau	S – sol,RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
N (KN)	1485.40	1247.50	1120.4	915.24	650.19
M(KN.m)	38.27	17.21	12.61	13.65	6.1
V(KN)	266.05	137.65	139.90	111.94	66.55
section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
τ (MPa)	1.38	0.71	0.72	0.58	0.34
$\bar{\tau}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
A_v^{\min} (RPA)(cm ²)	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2
A_v Calcul(cm ²)	44.90	36.85	32.94	27.09	19.04
A_v Calcul/face(cm ²)	22.45	18.43	16.47	13.54	9.52
A_v Adopter /face (c m ²)	24.13	18.47	18.47	13.57	11.50
Nbarre/face	12T16	12T14	12T14	12T12	6T12+6T10
S_t (cm)	12	12	12	12	12
A_h Calcul/plans (cm ²)	0.98	0.89	0.91	0.72	0.43
A_h min/ plans (cm ²)	12.24	9.18	9.18	9.18	9.18
A_h Adopter/ plans (cm ²)	12.57	9.42	9.42	9.42	9.42
Nbarre/ plans (cm ²)	16T12	12T10	12T10	12T10	12T10
S_t (cm)	25	25	25	25	25

$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow$ C'est vérifié, pas de risque de cisaillement.

Tableau V.25. Sollicitations de calcul et ferrailage du voile Vy1 dans tous les niveaux

Vy1 , L =2.8m, e =20cm					
Niveau	S – sol,RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
N (KN)	1612.99	1118.22	933.75	608.28	335.71
M(KN.m)	142.4	77.13	32.76	43.54	201.15
V(KN)	386.13	315.66	401.008	289.42	163.06
section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
τ (MPa)	1.07	0.87	1.11	0.80	0.45
$\bar{\tau}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
A_v^{\min} (RPA)(cm ²)	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40
A_v Calcul(cm ²)	50.76	34.52	27.85	18.83	15.84
A_v Calcul/face(cm ²)	25.38	17.26	13.93	9.41	7.92
A_v Adopter /face(cm ²)	27.70	20.36	17.25	14.14	10.59
Nbarre/face	18T14	18T12	9T12+9T10	18T10	18T10
S_t (cm)	15	15	15	15	15
A_h Calcul/plans (cm ²)	1.34	1.09	1.39	1.004	1.004
A_h min/ plans (cm ²)	12.24	9.18	9.18	9.18	9.18
A_h Adopter/ plans (cm ²)	12.57	9.42	9.42	9.42	9.42
Nbarre/ plans (cm ²)	16T10	12T10	12T10	12T10	12T10
S_t (cm)	25	25	25	25	25

$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow$ C'est vérifié, pas de risque de cisaillement.

Tableau V.26. Sollicitations de calcul et ferrailage du voile Vy2 dans tous les niveaux

Vy2, L =3.1m, e =20cm					
Niveau	S-sol,RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
N (KN)	1521.20	1232.44	1001.54	715.67	372.08
M(KN.m)	18.06	98.11	42.47	21.71	22.5
V(KN)	418.40	521.04	430.46	380.14	179.53
section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
τ (MPa)	1.05	1.31	1.08	0.80	0.45
$\bar{\tau}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
A_v^{\min} (RPA)(cm ²)	9.30	9.30	9.30	9.30	9.30
A_v Calcul(cm ²)	44.24	38.16	29.97	21.18	11.32
A_v Calcul/face(cm ²)	22.12	19.08	14.98	10.59	5.66
A_v Adopter /face(cm ²)	24.63	21.37	15.33	12.57	10.30
Nbarre/face	16T14	8T14+8T12	8T12+8T10	16T10	16T10
S_t (cm)	19	19	19	19	19
A_h Calcul/plans (cm ²)	1.31	1.63	1.35	1.004	1.004
A_h min/ plans (cm ²)	12.24	9.18	9.18	9.18	9.18
A_h Adopter/ plans (cm ²)	12.57	9.42	9.42	9.42	9.42
Nbarre/ plans (cm ²)	16T10	12T10	12T10	12T10	12T10
S_t (cm)	25	25	25	25	25

$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow$ C'est vérifié, pas de risque de cisaillement.

Remarque : Puisque tous les voiles sont liés à un poteau d'un côté, alors on a prévu un cadre HA8 a l'autre extrémité libre du voile pour avoir une meilleur rigidité.

V.4.4) Schéma de ferrailage

Exemple : Voile Vx4 : L=1.5 m ; e=20 cm ; $S_t=12$ cm

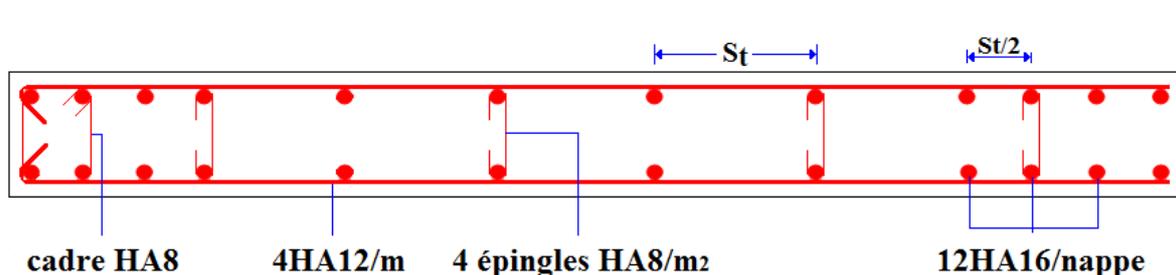


Figure V.14. Schéma de ferrailage de voile Vx4 (S-sol, RDC)

V.5) Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnées et bien armés.

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.

VI.1) Introduction

L'infrastructure est constituée d'un ensemble d'éléments qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées à la structure et qui peuvent nuire à sa résistance.

VI.2) Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

Capacité portante du sol d'assise.

Le poids de la structure.

La distance entre axes des poteaux.

D'après le rapport du sol, établi par LNHC, le terrain constitue de marne très compacte, représente une capacité moyenne dans les 03 premiers mètres. Le type de fondations suggérées est superficiel, encreée 3m du niveau de la base.

La capacité portante moyenne est estimée de 1.50 bars.

D'après le **RPA 99 (article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$G + Q + E$$

$$0.8G + E$$

VI.2.1) Semelle isolée

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison $G + Q + E$, obtenu par le SAP 2000.

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($a*b$)

$$N = 2288.483 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}, \text{ on a : } \frac{a}{A} = \frac{a}{B} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}}$$

$$AN: B \geq 3.9 \text{ m soit } B = 4 \text{ m}$$

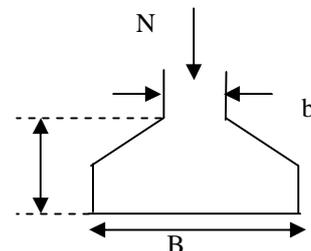


Figure.VI.1.Semelle isolée

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.2.2) Semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 8 poteaux.

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : poids estimé de la semelle.

$N_1 = 739.398\text{KN}$; $N_2 = 1418.172\text{ KN}$; $N_3 = 2049.845\text{KN}$; $N_4 = 2288.483\text{KN}$

$N_5 = 1956.042\text{ KN}$; $N_6 = 1642.536\text{KN}$; $N_7 = 1224.983\text{KN}$; $N_8 = 862.902\text{KN}$

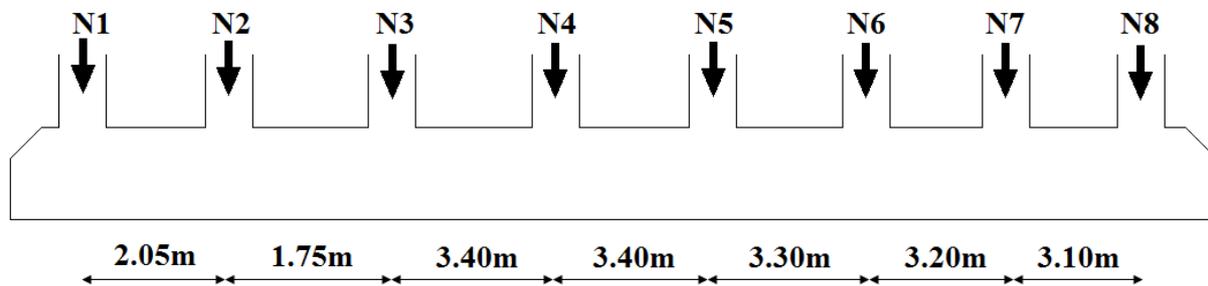


Figure VI.2. Semelle filante

$$\sum N_i = 12182.36\text{KN}.$$

$$N_s = 8 \times 200 \Rightarrow N_s = 1600\text{KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 13782,36\text{KN}.$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{13782,36}{150 \times 20.2} = 4.55\text{m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on opte pour un radier général.

VI.2.3) Radier général

VI.2.3.1) Définition

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, La dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la

réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

VI.2.3.2) Pré dimensionnement

Condition de coffrage

La Nervure

$$L_{max} = 5.15 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{515}{10} = 51.5 \text{ cm} \text{ Soit } h_t = 80 \text{ cm.}$$

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

La dalle

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{515}{20} = 25.75 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_r \geq 25.75 \text{ cm} \quad \text{On prend } h_r = 40 \text{ cm.}$$

Condition de rigidité

Pour un radier rigide, il faut que :

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 * 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b * h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol (pour un sol moyenne $K = 4 * 10^4 \text{ KN/m}^3$).

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

b : largeur de radier, on prend une bande de 1m.

$$\text{De (1) et (2)} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 * L_{max}^4 * K}{E * \pi^4}} \approx 0.75 \text{ m}$$

A partir des deux conditions on prend : $h_t = 80 \text{ cm}$.

La surface du radier:

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_s \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{30975.096}{150} = 206.50 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{bat} = 259.86m^2 \Rightarrow$ donc on adopte :

$$S_{rad} = S_{bat} = 259.86m^2 \quad (\text{Le radier ne comporte pas de débord})$$

$N_s = 30975.096KN$ (Poids total transmis par la superstructure).

$P_{radier} = 0,40 \times 259.86 \times 25 = 2598.6 KN$ (Poids du radier).

Poids des nervures sens xx: $P_{x1} = 0.80 \times 0.6 \times 20.20 \times 25 \times 4 = 969.6 KN$

$$P_{x2} = 0.80 \times 0.6 \times 10.6 \times 25 \times 1 = 127.2 KN$$

Poids des nervures sens yy : $P_{y1} = 0.80 \times 0.60 \times 14.10 \times 25 \times 4 = 620.4 KN$

$$P_{y2} = 0.80 \times 0.60 \times 11.50 \times 25 \times 3 = 379.5KN$$

Poids total de la nervure : $P_{nervure} = 2096.70 KN$

Poids total :

$$N = N_s + P_{nervure} + P_{radier} = 30975.096 + 2096.70 + 2598.6 = 35669.896 KN$$

VI.2.3.3) Vérifications nécessaires :

a- Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

D'après le **CBA93 (article A.5.2.4.2)**, on doit vérifier la condition suivante :

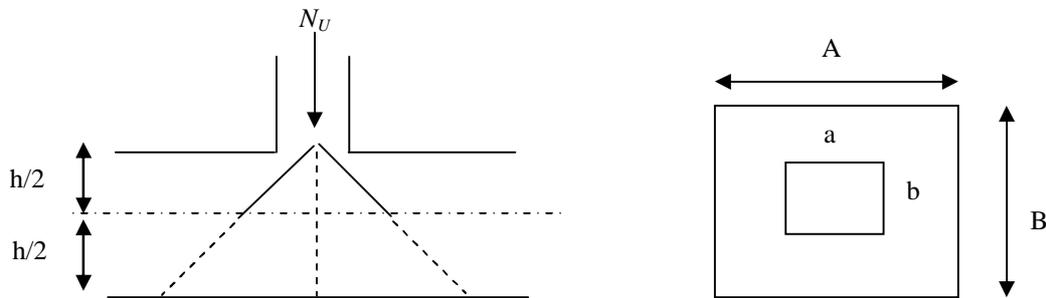


Figure VI.3.Présentation de zone d'impact de la charge concentrée

$$N_u \leq 0.045 * \mu_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2),}$$

Avec :

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

$ht = 80cm$.

$$\mu_c = (a+b+2h)*2$$

$$\mu_c = 2*(0.6+0.55+ 1.6) = 5.5m.$$

$$N_u = 2288.483 \leq 0.045*5.5*0.80*25/1.5 = 3300 KN.....vérifiée.$$

b-Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

A partir du programme *Socotec* on a :

$$I_y = 8724.67 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 6.5\text{m.}$$

$$I_x = 3840.19 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 9.59\text{m}$$

Avec σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

Sens X-X

$$N = 35669.896 \text{ KN et } M_x = 15464.96 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 163.17 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 103.07 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 149.145 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{ KPa} \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Sens Y-Y

$$N = 35669.896 \text{ KN et } M_y = 12508.39 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = 150.97 \text{ KPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 123.55 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 144.11 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{ KPa} \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

NB: N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base.

c - Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA99**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Dans le sens X-X

$$e = \frac{15464.96}{35669.896} = 0.433 \text{ m} < \frac{20.2}{4} = 5.050 \text{ m} \text{ (condition vérifiée)}$$

Dans le sens Y-Y

$$e = \frac{12508.39}{35669.896} = 0.350m < \frac{14.1}{4} = 3.525m \quad (\text{condition vérifiée})$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

d- Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s * H * S_{\text{rad}} * \gamma_w$

Avec :

$N = 30975.096 \text{ KN}$ (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 3.14\text{m}$, la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$S_{\text{rad}} := 259.86\text{m}^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique d'eau).

On trouve:

$$N = 30975.096\text{KN} \geq 1.5 * 3.14 * 259.86 * 10 = 12239.41\text{KN} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

e- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1\text{m}$.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\text{max}} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{35669.89 \times 5.15 \times 1}{2 \times 259.86} = 353.459\text{KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 40 = 36\text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{353.456 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45} = 0.981\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5\text{MPa}. \quad \text{Condition vérifiée}$$

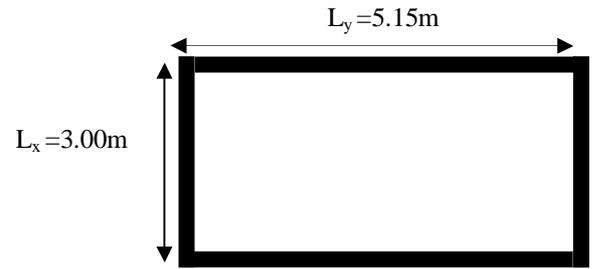
VI.2.3.4) Ferrailage du radier**Ferrailage de la dalle**

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable .le ferrailage se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout le radier.

Sollicitation

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{42242,636 + 1.35 * 4694.4}{256.86} = 186.9471 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{30975.096 + 4694.4}{256.86} = 137.26 \text{KN} / \text{m}^2$$



N_U : Effort ultime (plus le poids propre du radier).

N_S : Effort de service.

Figure VI.4.Dalle sur quatre appuis

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 ; M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{5.15} = 0.58 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions}$$

ELU ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0851 \\ \mu_y = 0.2703 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 143.182 \text{KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 38.7020 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_{0x} = 107.386 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{0y} = 32.8967 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_a^x = -0.3 \times M_{0x} = -42.954 \text{KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{0y} = -19.351 \text{KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{q_U L_x}{2} = \frac{186.947 \times 3}{2} = 280.420 \text{KN}$$

ELS ($\nu = 0.2$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0897 \\ \mu_y = 0.4462 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 110.80 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 49.4431 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_{ox} = 83.1 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 42.026 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment aux appuis

$$\begin{cases} M_a^x = -0.3 \times M_{ox} = -33.24 \text{KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{oy} = -24.721 \text{KN.m} \end{cases}$$

Ferraillage

Le ferraillage se fait pour une section $b * h = (1 * 0.40) \text{ m}^2$.

Condition de non fragilité :

Pour une dalle d'épaisseur $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0.4$

La valeur minimale des armatures est :

$$\text{Pour } h > 12 \text{ cm et } \rho \geq 0.4 : \begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Pour les HAFeE400 ; $\rho_0 = 0.0008$

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1 : Ferraillage du radier

		M (KN.m)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	107.386	8.842	3.87	6HA14=9.24	20
	Appui	42.954	3.872	3.87	5HA12=5.65	25
Sens y-y	Travée	32.896	2.655	3.2	5HA12=5.65	25
	Appui	19.351	1.55	3.2	5HA12=5.65	25

a) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}.$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} \Rightarrow V_x = 373.169 \text{ KN} \quad \Rightarrow V_{\max} = 373.169 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{3} \Rightarrow V_x = 186.947 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{373.169 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} \Rightarrow \tau_u = 1.036 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ c'est vérifiée}$$

➔ Pas de risque de cisaillement.

L'ELS

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

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

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.2. Résumé des résultats (vérification des contraintes)

		M _{ser} (KNm)	A _{calc} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ̄ _s (MPa)
Sens x-x	Travée	83.10	9.24	6.83	233.409	15	201,6
	Appui	33.24	5.65	3.463	163.015	15	201,6
Sens y-y	Travée	42.026	5.65	4.378	206.074	15	201,6
	Appui	24.721	5.65	2.57	121.23	15	201,6

La contrainte de l'acier σ_s en travée selon (x-x) et (y-y) est supérieure à la contrainte admissible, la condition n'est pas vérifiée on doit donc augmenter la section des aciers.

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times d \left(1 - \frac{\alpha_s}{3}\right)}$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \frac{(1-\alpha)}{(3-\alpha)}}$$

Le ferrailage final est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.3. Vérification des nouvelles contraintes

		M _{ser} (KN.m)	β	α	A (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Sens x-x	Trav	83.10	0.0031	0.277	8T14 = 12,32	6.173	160.26
Sens y-y	Trav	42.026	0.0016	0.203	6T12 = 6,79	4.031	165.179

Espacement des armatures :

Armatures // L_x: S_t ≤ min (3 h, 33 cm) = 33 cm.

Armatures // L_y: S_t ≤ min (4 h, 45 cm) = 40 cm.

VI.2.3.5) Schéma de ferrailage:

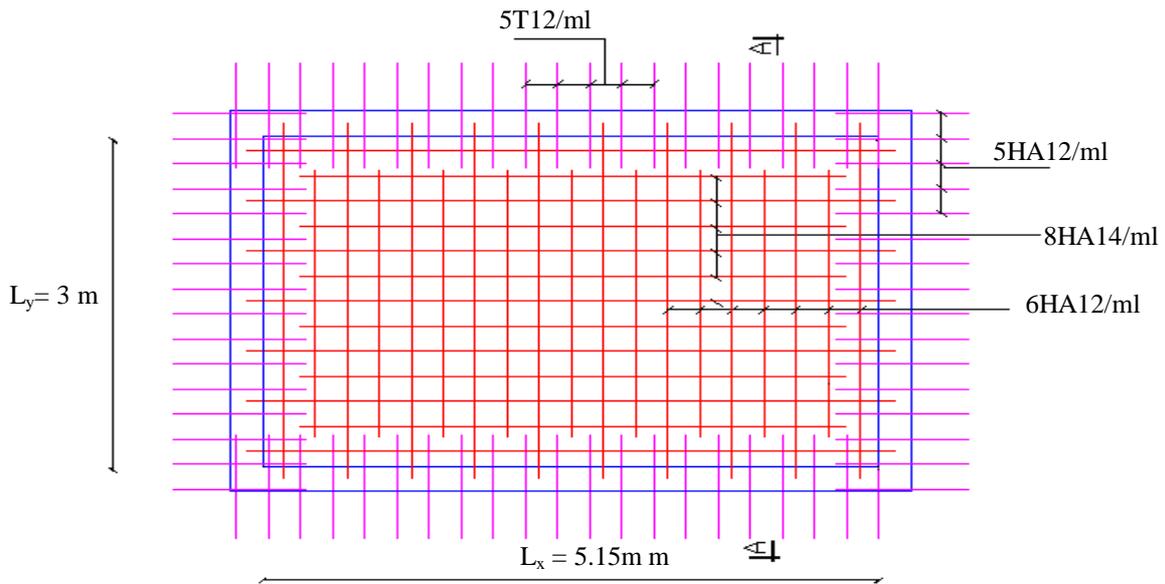


Figure VI.5. Schéma de ferrailage du radier

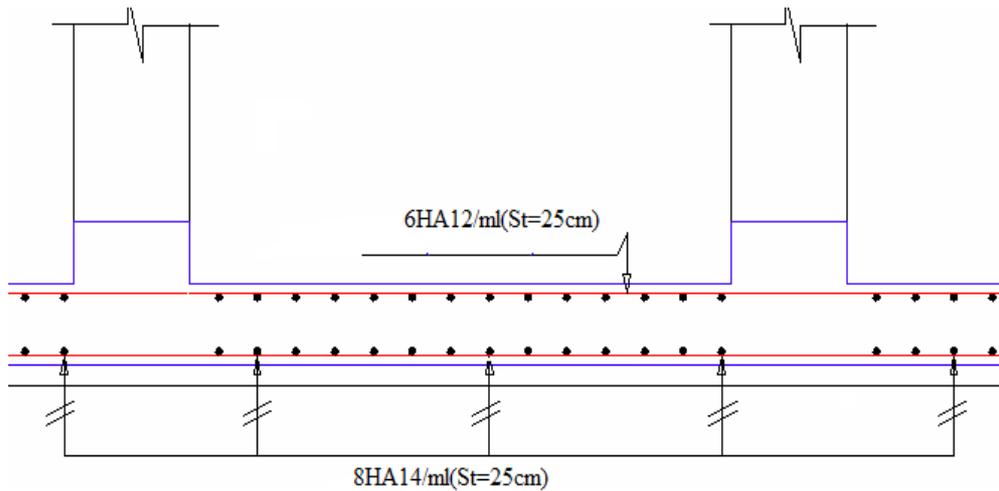


Figure VI.6. Coupe A-A du radier

VI.3) Les sollicitations sur les nervures :

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a $\rho = 0.58 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

Charge triangulaire :

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

Charge trapézoïdale :

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

Calcul des sollicitations :

$$q_u = 186.947 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 137.26 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Moments aux appuis :

$$M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \text{ avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

Sens (x-x):

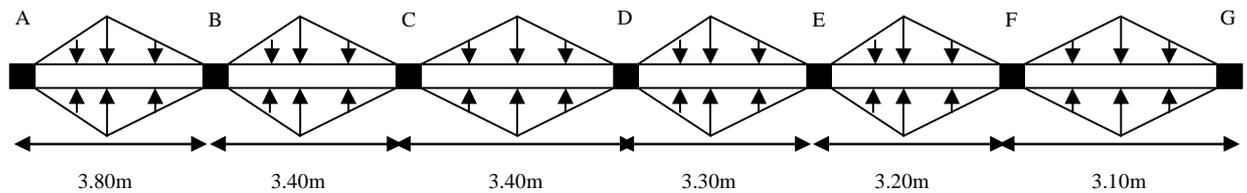


Figure. VI.7. Sollicitations sur les nervures le sens(x-x)

Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure de radier.dans le sens(x-x)

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)
				M_g	M_d		
A-B	3.80	3.80	473.599	-128.226	-622.783	2.24	489.227
B-C	3.40	2.72	423.746	-622.783	-368.828	1.87	460.357
C-D	3.40	2.72	423.746	-368.828	-353.265	1.67	256.596
D-E	3.30	2.64	411.282	-353.265	-322.592	1.60	248.658
E-F	3.20	2.56	398.82	-322.592	-378.325	1.69	243.023
F-G	3.10	3.10	386.363	-378.325	-128.226	1.23	216.121

Sens (y-y):

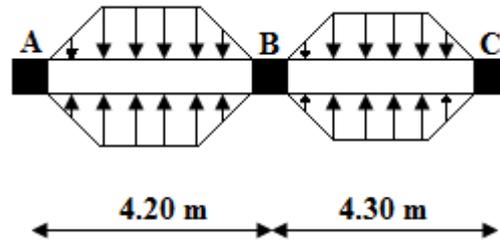


Figure.8.Sollicitations sur la nervure de radier dans le sens (y-y)

Tableau VI.5.Sollicitations de la nervure de radier.dans le sens (y-y)

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	P (KN/m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t (KNm)
				M _g	M _d		
A-B	4.20	4.20	592.580	195.99	1285.295	3.73	416.066
B-C	4.30	4.30	615.789	1285.295	213.48	0.55	1144.031

b.2.Ferraillage

Le ferraillage se fera pour une section b*h en flexion simple.

h=0.8m; h₀=40cm; b₀=60 cm; d=72 cm.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{430}{10}; \frac{380}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(43;190)$$

Soit : b₁ = 40cm

Donc b = b₁ × 2 + b₀ = 140cm

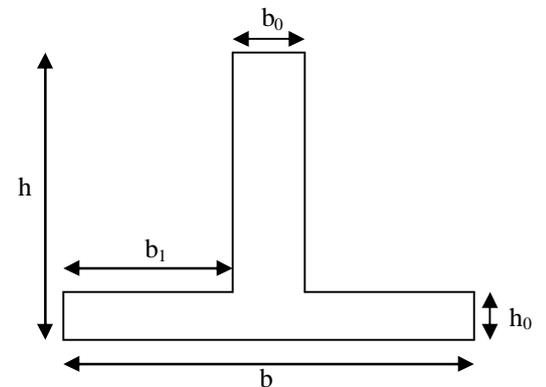


Figure.VI.9.Section à ferrailler

Tableau VI.6.Résumé des résultats de ferraillage des nervures de radier

		M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)	Choix
X-X	Travée	489.227	20.025	12.17	24.15	3HA20+3HA25
	appuis	622.783	25.69	12.17	29.54	6HA25
Y-Y	Travée	1144.031	48.559	12.17	51.81	4HA25+4HA32
	appuis	1285.295	55.042	12.17	58.07	6HA32+2HA25

VI.3.1) Vérification a L'ELU**a)-Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\max} = 700.927 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 1.622 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b)-Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(2.28; 6; 2) = 20 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 12 \text{ mm.}$$

c)-Espacement des aciers transversaux**Condition de RPA**

A partir d'art 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respectées les conditions suivantes :

Zone courante : $St \leq h/2 = 40 \text{ cm}$

Zone nodale : $St \leq \min(h/4; 12; \Phi_l) = 12 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

- Zone courante : $St = 20 \text{ cm}$
- Zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$

VI.3.2) Vérification a L'ELS**a)-Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que :

$$1. \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$2. \quad \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta x f_{t28}}\right) = 201.6 \text{ MPa}$$

Tableau VI.7.Résumé des résultats (vérification des contraintes)

Sens	Moments	M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	M_t	358.96	24.15	0.22	0.014	5.640	192.30	vérifiée
	M_a	456.82	29.54	0.245	0.0168	6.661	193.740	vérifiée
y-y	M_t	837.633	51.81	0.343	0.0298	9.641	158.953	vérifiée
	M_a	940.796	58.07	0.367	0.0339	10.185	146.94	vérifiée

VI.3/3) Schéma de ferrailage :

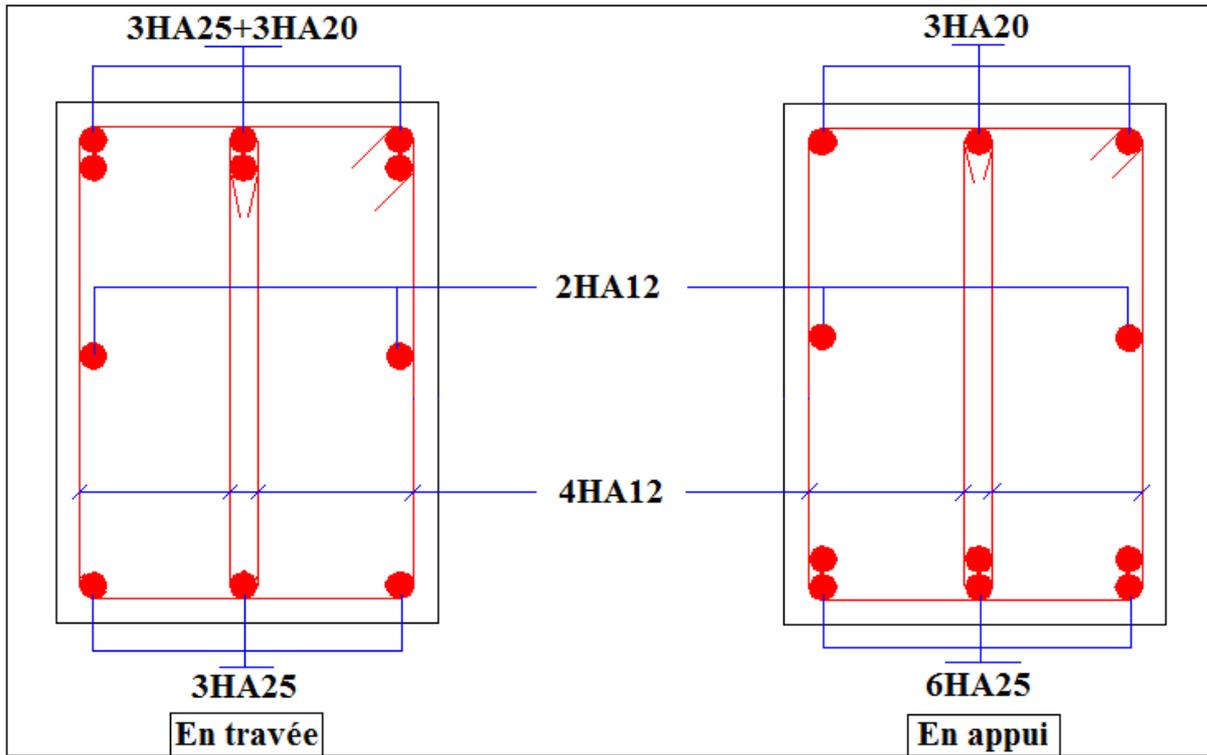


Figure VI.10. Schéma de ferrailage des nervures selon X-X

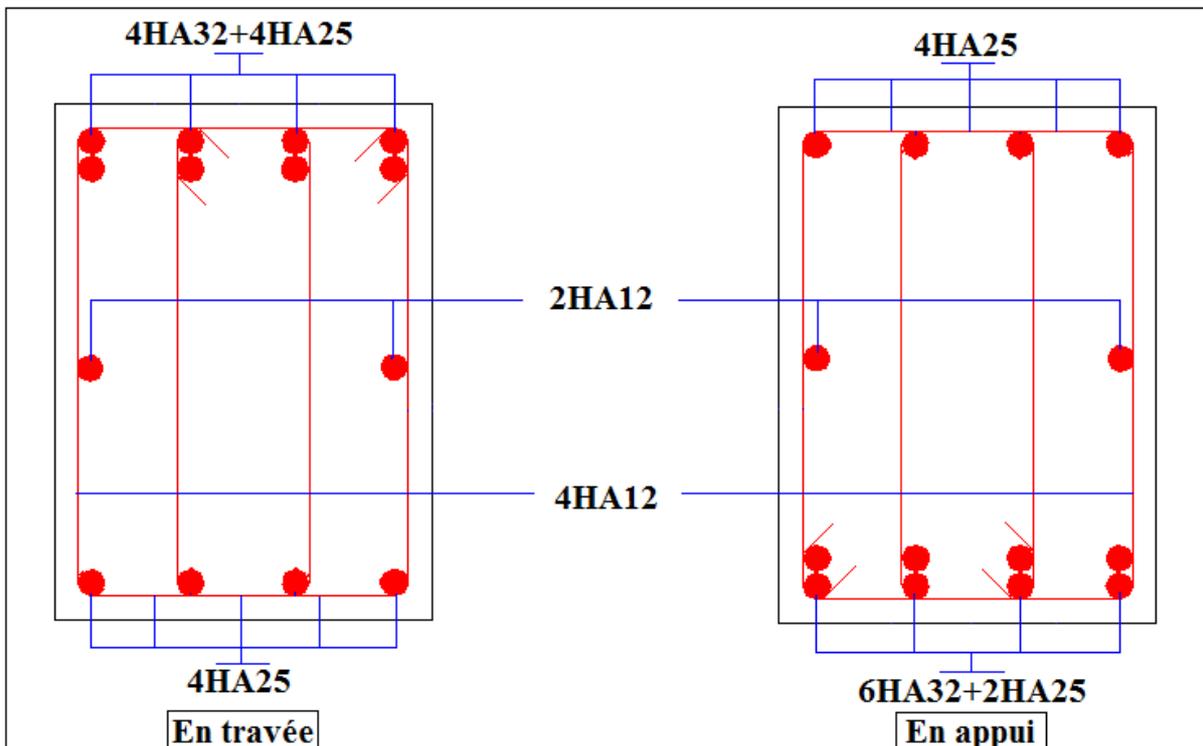


Figure VI.11. Schéma de ferrailage des nervures selon Y-Y

VI.4) Voile adossé :**VI.4.1) Introduction :**

Afin de soutenir la poussée des terre et d'obtenir un bon comportement de la structure on a prévu un voile adossé en béton armée au lieu d'un voile périphérique qui bloque le comportement des poteaux du sous-sol. Il est armé avec un double quadrillage d'armatures.

Le voile doit jouir des caractéristiques suivant :

- Epaisseur minimale $e_p \geq 15$ cm. On prend $e_p = 20$ cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens
- Le voile est considéré comme une dalle appuyée sur trois côtés et encastrée à sa base.
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importantes.

VI.4.2) Caractéristiques des voiles :

Hauteur $h = 3.14$ m.

Epaisseur $e = 20$ cm.

Largeur $L = 5.15$ m

VI.4.3) Caractéristiques du sol :

Poids spécifique : $\gamma = 20$ KN/m³.

Angle de frottement : $\varphi = 25^\circ$.

VI.4.4) Méthode de calcul :

Le voile adossé est considéré comme un ensemble de panneau dalle encastré à sa base et appuyé sur les trois autres côtés, sollicité par la poussée des terre et un surcharge d'exploitation.

Le calcul se fait selon une bande de 1m de largeur.

Avec :

Q : Surcharge d'exploitation $Q = 10$ KN/m²

γ : Poids spécifique du sol $\gamma = 20$ KN/m³

φ : Angle de frottement interne du sous-sol $\varphi = 25^\circ$

K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,40$

$K_a' = K_a = \frac{k_q}{\cos^2(\beta - \lambda)} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,40$

δ : Angle de frottement sol structure on prend $\delta = 0$

Sollicitations :

a. Poussée des terres :

$$p_1 = K_a \gamma \cdot h = \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 20 \times 3.14 \times 0.4 = 25.12 \text{ KN/m}^2.$$

b. Charge due à la surcharge :

$$p_2 = K_a' \cdot Q = Q \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 10 \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) = 4 \text{ KN/m}^2$$

VI.3.5 Ferrailage :

Calcul à l'ELU :

$$Pu = 1.35P_1 + 1.5P_2 = 39.91 \text{ KN/m}$$

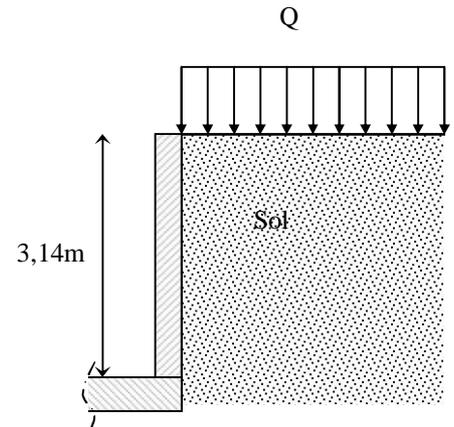


Figure VI.12. Voile adossé

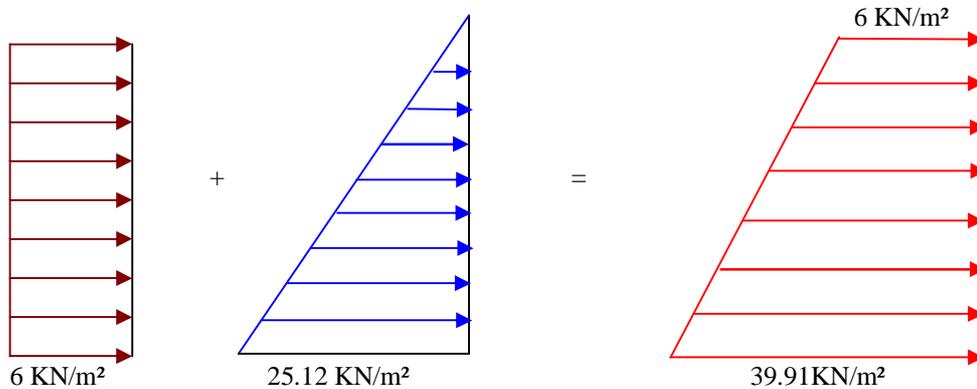


Figure VI.13. Diagramme des contraintes

Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable.

Le voile adossé se calcule comme un panneau de dalle sur trois appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_x = 3.14 \text{ m.} \\ l_y = 4.85 \text{ m.} \\ b = 1 \text{ m.} \\ h = 20 \text{ cm.} \\ e_p = 20 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 39.91 + 6}{4} = 31.43 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{moy} = 31.43 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.65 > 0.4 \text{ Le panneau travail dans les deux sens.}$$

$$\text{On a : } \rho = 0.65 \Rightarrow \text{ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0.0751 \\ \mu_y = 0.3613 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

$$M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times q_u = 23.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 8.41 \text{ KN.m}$$

Moments retenues :

En travée :

$$\text{Sens (x) : } M_{tx} = 0.85 \times M_{0y} = 19.78 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens (y) : } M_{ty} = 0.85 \times M_{0x} = 7.15 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_{ap} = 0.5 \times M_{0x} = 11.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.5 \times M_{0y} = 4.205 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0,20) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8. Ferrailage du voile adossé

Sens		M (kN.m)	A (cm^2 /ml)	A _{adop} (cm^2 /ml)	S _t (cm)	choix
x-x	En travée	19.78	3.43	4.71	15	6HA10
	En appui	11.63	2	3,14	25	4HA10
y-y	En travée	7.15	1.22	3,93	20	5HA10
	En appui	4.205	0,71	3,14	25	4HA10

Vérifications à l'ELU :

Les espacements

$$\text{Armatures // } L_x : S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures // } L_y : S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

Condition de non-fragilité :

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

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.88 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{MPa} \dots\dots\dots(\text{Fissuration nuisible})$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = \frac{39.91 \times 4.85}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{0.65}{2})} = 73.043 \text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{73.043}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.406 \text{MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa}. \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 25.12 + 4}{4} = 19.84 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.65 \Rightarrow ELS : \begin{cases} \mu_x = 0.0805 \\ \mu_y = 0.5235 \end{cases} \\ M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times q_s = 15.75 \text{KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 8.24 \text{KN.m} \end{array} \right. \quad \text{(Annexe 2)}$$

Moment en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 13.39 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 7.004 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Moment en appui :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 7.87 \text{KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 4.12 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma} = 15 \text{MPa}.$$

On doit vérifier :

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M}{I} \cdot (d - y) \leq \bar{\sigma} = 240 \text{MPa}.$$

Tableau VI.9. Vérification des contraintes dans le voile adossé

Sens		M (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
x-x	En travée	13.39	4.04	182.49	Vérifiée
	En appui	7.87	2.8	158.50	Vérifiée
y-y	En travée	7.004	2.73	136.36	Vérifiée
	En appui	4.12	1.46	82.98	Vérifiée

Schéma de ferrailage

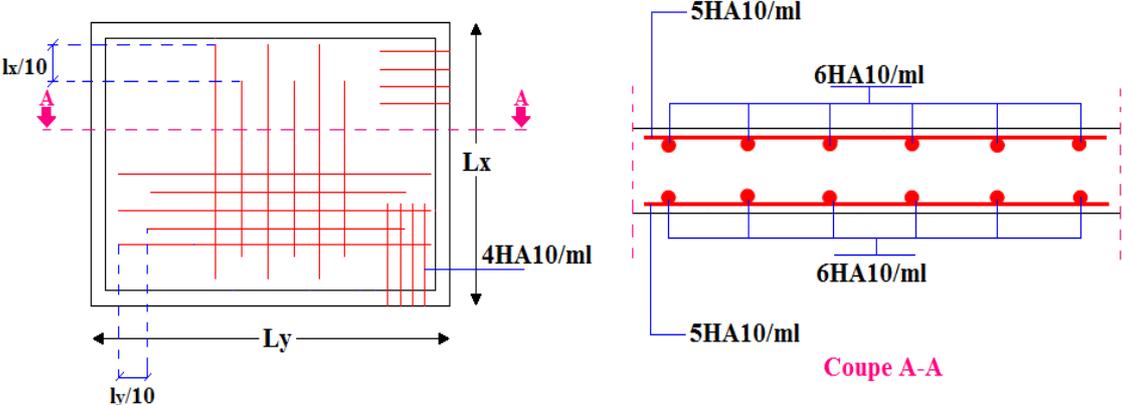


Figure VI.4. Schéma de ferrailage

Conclusion

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel ;
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux ;
- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux ;
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que le ferrailage préconisé par le RPA99 est majoritaire en vue de la sécurité ;
- Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. On a remarqué que les fondations superficielles ne peuvent être utilisées vue l'importance du poids de la structure, et cela nous a conduit à opter pour un radier général qui peut assurer la stabilité de notre structure ;
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, un comportement idéal souhaité, Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :
 - Respect de réglementation parasismique.
 - Conception architecturale parasismique.
 - Mise en œuvre soignée de la construction.

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.

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

Logiciels utilisés :

- SAP 2000
- SOCOTEC
- Autocad
- Robot expert

Annexe 2

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$$

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Annexe 1

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 3

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.5$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053
1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
Valeur de M₂	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010
1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

Annexe 4

Caractéristiques générales

Installation :

en simplex
pour les dispositions
en batterie,
consulter la table T31
simplex accès
255 cm

Alimentation :

Portes automatiques

collective, de sécurité
sélective, à analyse
permanente de trafic
à ouverture centrale
trafic intense

Nombre de faces de service
Distance mini entre niveaux

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN			
	largeur BO	prof. TO	hauteur HO		TRI 220 V		TRI 380 V			cavités FC	local des machines DM	PM	
					In	Id	In	Id					
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	58	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	1500
465	540	260	480	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
520		260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33000	14000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540		260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	5000
590		260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000



Le présent document est publié par le Comité National de Liaison (CNL) pour la conception des ascenseurs et des escaliers (1007). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 81-201 et sont accessibles aux handicapés situés en hauteur (voir NF P 81-201).

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le tableau d'un document général. S'agit-il d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schneider bâtiment.

ANNEXE 5

Sections réelles d'armatures

Section en cm² de N armatures de diamètre Φ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.7
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.72	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.38	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33