



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA - Bejaïa
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études
En vue d'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : Matériaux et Structure

Thème

*ETUDE D'UN BATIMENT (R+8+COMBLE AVEC
SOUS-SOL ET ENTRE SOL), A USAGE
D'HABITATION ET COMMERCIAL CONTREVENTE
PAR UN SYSTEME MIXTE (VOILES-PORTIQUES)*

Réalisé par
Mr Mehdaoui Ali
Mr Atmaoui Matouk

Encadré par
Mr Serikma mourad

MEMBRES DE JURY

Mr N.OUDNI

Mr B.MEZINE

Promotion 2015/2016

Résumé

L'objectif de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé de forme irrégulière, constituée de 12 niveaux, réalisée dans le cadre d'une promotion immobilière.

Le bâtiment situé à MERDJ- Makhoulf, village d'Ighil El Bordj, wilaya de Béjaia qui fait partie de la zone de moyenne sismicité. C'est une structure contreventée par un système mixte voiles-portique avec justification d'interaction voiles-portique, sa conception est faite conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) et les codes du béton armé (CBA 93, BAEL 91).

L'étude dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel SAP2000 V 14.0.0. L'étude de l'infrastructure du bâtiment a abouti à une fondation de type Radier général suite à l'importance des charges transmises au sol d'assise.

Mots clés

Béton armé, contreventement mixte, modélisation, étude dynamique.

Abstract

The objective of this work is the study of a concrete reinforced structure with an irregular shape, consisting of 12 floors, made in the context of a real estate development.

The building is located in MERDJ- Makhoulf, village d'Ighil El Bordj, wilaya of Bejaia which belongs to the area of average seismicity. It is braced by a sail-portal mixed system with justification structure interaction sail-portal, its design is made in accordance with Rules Algerian Earthquake Resistant (RPA99 2003 version) and codes of reinforced concrete (CBA 93 BAEL 91). The dynamic study was performed using the software SAP2000 V 14.0.0. The study of the building's infrastructure has led to a general type Raft foundation on the importance of loads transmitted to the sub grade.

Key words

Reinforced concrete, mixed brace system, modeling, dynamic analysis

Remerciements

En préambule à ce mémoire, nous adressons nos remerciements les plus sincères tout d'abord au « Bon Dieu » le plus puissant de nous avoir guidé vers le chemin du savoir et de nous avoir donné le courage, la patience et la santé qui nous ont été utiles tout au long de nos parcours, et aux êtres les plus chers au monde « nos Parents » pour tous les efforts et sacrifices qu'ils ont entrepris afin de nous voir réussir. Nous les remercions pour l'éducation qu'ils nous ont prodigué.

*Toute notre estime et notre respectueuse gratitude vont à Monsieur **Serikma mourad**
D'avoir acceptée d'être notre promoteur.*

Et les membres de jury qui ont accepté de juger

Enfin, nous remercions également tous ceux et celles qui ont contribué d'une façon ou d'une autre à la réalisation de ce mémoire.

Que Dieu vous bénisse

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de afin de me voir devenir ce que je suis, Merci mes parents.

A mon frère : Ramtane

A mes sœurs et belle sœur

A tous mes amis Sans exceptions.

Mehdaoui Ali

Dédicaces

Ce mémoire est dédié :

- ✚ *A la mémoire de ma mère.*
- ✚ *A cher père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.*
- ✚ *A ma tante qui a été à mes côtés.*
- ✚ *A ma fiancée.*
- ✚ *A mes très chers sœurs et frères.*
- ✚ *A mes nièces et neveux.*
- ✚ *A mes belles sœurs.*
- ✚ *A toute ma famille sans exception.*
- ✚ *A celui qui m'a collaboré dans la réalisation de ce mémoire, à toi Ali.*
- ✚ *A toutes personnes qui m'ont aidé à poursuivre mes études.*
- ✚ *A tous mes amis (es) et toute la promotion de master2 génie civil.*
- ✚ *Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.*

✚ **ATMAOUI Matouk**

TABLE DES MATIERES

Introduction générale

Chapitre I : Généralité

I.1. Introduction :	1
I.2. Présentation et implantation du projet:	1
I.3. Les données géométriques:	2
I.4. Caractéristiques du sol:	2
I.5. Les données structurelles :	2
I.6. Définition des matériaux ::	3
I.6.1 béton:	3
I.6.2 les armateurs:	3
I.7. Règlement et norme utilisé:	4
I.8. Conclusion :	4

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction :	5
II.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux:	5
II.2.1 Les poutres	5
II.2.2 Les poteaux:	6
II.3.évaluation des charges et surcharges:	8
II.3. descente de charge :	11
II.3.1 calcul de la surface afférente :	13
II.3.2 récapitulation des résultats de descente de charges:	15
II.4.les voiles:	19
II.5 conclusion:	21

Chapitre III :Étude des éléments non structuraux

III.1.Introduction :	22
III.2.les planchers :	22
III.2.1.1 dimensionnement des poutrelles :	23
III.2.1.2 étude de plancher en corps creux	23
III.3.les dalles pleins :	51
III.4. les escaliers :	66
III.5.étude de l'ascenseur:	81
III.6.étude de l'acrotère:	89

TABLE DES MATIERES

Chapitre IV :Etude dynamique

IV.1 Introduction :	95
IV.2 Méthodes de calcul:	95
IV.2.1Méthode statique équivalente:	95
IV.2.2Méthode dynamique modale spectrale :	98
IV.3 Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :	99
IV 3.1I nterprétation des résultats de l'analyse dynamique:	99
IV 3.2Disposition des voiles de contreventement.....	99
IV 3.3Résultats et discussions:	101
IV4.4 Conclusion :	108

Chapitre V :Ferrailage des element structuraux

V.1. Introduction :	109
V.2.etude des poteaux :	109
V.3.etude des poutres :	119
V.4.etude des voiles :	130
V.5.conclusion :	139

Chapitre VI:Etude d'infrastructure

VI.1 Introduction :	140
VI.2 Choix de type de fondations :	140
VI.3.Etude des fondations:	140
VI.3.1Vérification de La semelle isolée :	140
VI.3.2vérification des semelles filantes :	141
VI.3.3vérification radier général :	142
VI.4 Voile périphérique :	153
VI.4.1Introduction :	153
VI.4.2Dimensionnement des voiles périphériques :	153
VI.4.3Caractéristiques du sol :	153
VI.4.4Evaluation des charges et surcharges:	153
VI.4.5Ferrailage du voile périphérique:	154
VI.4.6 Le schéma de ferrailage :	157
VI.5 les longrines :	157
VI.5.1 solidarisation des points d'appui :	157
VI.5.2 dimensionnemnt des longrines de liaison:	158
VI.5.3 ferrailaige :	159

TABLE DES MATIERES

Conclusion général

Bibliographie

Annexes

Plan de la structure

TABLE DES FIGURES :

Figure	I.1-	Plan de masse	1
Figure	II.1 -	Hauteur libre d'étage	7
Figure	II.2 -	Vue en plan d'indentification des poteaux de la descente de charges.	12
Figure	II.3 -	Poteau « P1 » de la descente de charges	13
Figure	II.4 -	Dimensions d'un voile.	19
Figure	II.5-	coupe en plan d'un voile sans about	19
Figure	II.6-	coupe en plan d'un voile avec un about	19
Figure	II.7-	coupe en plan d'un voile avec deux abouts	20
Figure	III.1 -	Schéma de la disposition des poutrelles.	23
Figure	III.2-	Planché à corps creux	23
Figure	III.3 -	Vue en coupe d'une poutrelle	24
Figure	III.4-	Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées	25
Figure	III.5-	Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus 2 travées.	25
Figure	III.6-	Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2	26
Figure	III.7-	Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées	26
Figure	III.8-	Poutrelle type 2	29
Figure	III.9 -	Poutrelle type 5	34
Figure	III.10-	Poutrelle type 4	38
Figure	III.11-	Poutrelle type 7	38
Figure	III.12 -	Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	51
Figure	III.13 -	Dalle sur 2 appuis.	52
Figure	III.14 -	Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis (balcon2).	57

TABLE DES FIGURES :

Figure III.15 -	Dalle sur 4 appuis.	57
Figure III.16 -	Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur quatre appuis	62
Figure III.17 -	Dalle sur 3 appuis.	63
Figure III.18 -	Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis.	66
Figure III.19 -	Composantes d'un escalier	66
Figure III.20 -	Vue en plan	67
Figure III.21 -	Schéma statique de la volée type 01 et 03	67
Figure III.22 -	Schéma statique de la volée type 02 et 04	69
Figure III.23-	Schéma statique de la 1ère et 3ème Volée des étages courants	70
Figure III.24 -	Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier.	73
Figure III.25 -	schémas statique de la volée(2,4)	73
Figure III.26 -	<i>Schéma de ferrailage de la (2et4) volée</i>	75
Figure III.27-	Schéma statique de la poutre palière de l'escalier	76
Figure III.28 -	Schéma statique de la poutre palière de l'escalier	77
Figure III.29 -	schéma statique de la poutre à l'effort de torsion	78
Figure III.30 -	Schéma de ferrailage de la poutre palière.	80
Figure III.31 -	Cage d'ascenseur.	82
Figure III.32 -	L'ascenseur	85
Figure III.33 -	Schéma de ferrailage de la dalle de la locale machinerie.	88
Figure III.34 -	Schéma de ferrailage de l'acrotère	94
Figure IV.1 -	spectre de réponse.	99
Figure IV.2 -	<i>Dispositions des voiles</i>	100
Figure IV.3 -	1èremode de déformation (Translation suivant y-y).	101
Figure IV.4 -	2èmemode de déformation (Translation suivant x-x).	102
Figure IV.5 -	3èmemode de déformation (Torsion autour de z-z).	102

TABLE DES FIGURES :

Figure	V.1 -	Zone nodale.	110
Figure	V.2-	2U superposés (avec alternance dans l'orientation).	120
Figure	V.3-	Les moments dans la zone nodale.	125
Figure	V.4-	Disposition constructive des armateurs dans les poutres.	127
Figure	V.5 -	Disposition des armatures dans les voiles.	131
Figure	V.6 -	Dispositions des voiles	132
Figure	V.7 -	Schéma d'un voile pleine.	134
Figure	V.8-	Schéma de ferrailage de RDC Vx1	138
Figure	V.9-	Schéma de ferrailage de RDC Vx2	139
Figure	V.10-	Schéma de ferrailage de RDC Vy1 et Vy2	139
Figure	VI.1-	Semelle isolée	141
Figure	VI.2-	Semelle filante.	141
Figure	VI.3-	Schéma de ferrailage du radier.	147
Figure	VI.4-	Schéma de rupture de dalle de radier.	148
Figure	VI.5-	Sollicitation sur les nervures selon x-x	149
Figure	VI.6-	Sollicitation sur les nervures selon y-y	149
Figure	VI.7-	Section à ferrailer	150
Figure	VI.8-	Répartition des contraintes sur le voile périphérique.	154
Figure	VI.9-	Ferrailage du voile périphérique.	157
Figure	VI.10-	Schéma de ferrailage de la longrine.	159

TABLE DES TABLEAUX :

Tableau	II.1 : Sections préalables des poteaux	7
Tableau	II.2 : évaluation des charges de plancher terrasse inaccessible	8
Tableau	II.3 : évaluation des charges de plancher d'étage courant	8
Tableau	II.4 : évaluation des charges de la dalle pleine de comble.	8
Tableau	II.5 : évaluation des charges de la dalle pleine.	8
Tableau	II.6 : évaluation des charges de la dalle pleine (balcon).	9
Tableau	II.7 : évaluation des charges de la dalle pleine (l'ascenseur).	9
Tableau	II.8 : évaluation des charges sur les murs extérieurs.	9
Tableau	II.9 : évaluation des charges sur les murs intérieurs	10
Tableau	II.10 : évaluation des charges sur la volée 1 et 3	10
Tableau	II.11 : évaluation des charges sur la volée 2 et 4	10
Tableau	II.12 : évaluation des charges sur le palier	10
Tableau	II.13: Charge de l'acrotère	11
Tableau	II.14 : Le calcul des surfaces pour chaque niveau.	13
Tableau	II.15 : évaluation des charges sur les poteaux.	14
Tableau	II.16 : Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P1.	14
Tableau	II.17 : La loi de dégression pour le poteau P1.	14
Tableau	II.18 : Résultat de vérification à la compression centré pour le poteau P1	15
Tableau	II.19 : Vérification de la résistance.	17
Tableau	II.20 : Vérification du flambement des poteaux.	18
Tableau	III.1 : Les Types de poutrelles	28
Tableau	III.2 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant	32
Tableau	III.3 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant	32
Tableau	III.4 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant	33

TABLE DES TABLEAUX :

	(type 2).	
Tableau	III.5 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant (type 2).	33
Tableau	III.6 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant (type 3).	33
Tableau	III.7 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant (type 3).	33
Tableau	II.8 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Terrasse inaccessible (type 6).	33
Tableau	III.9 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Terrasse inaccessible (type 6).	34
Tableau	III.10: Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant (type 8)..	34
Tableau	III.11 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant (type 8).	34
Tableau	III.12 : Les moments isostatiques max en travées	35
Tableau	III.13 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 5).	37
Tableau	III.14 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 5).	37
Tableau	III.15 : Résultats de calcul à l'ELU de la poutrelle type(04).	38
Tableau	III.16 : Résultats de calcul à l'ELS de la poutrelle type(04).	38
Tableau	III.17 : Résultats de calcul à l'ELU de la poutrelle type(07). (Méthode RDM)	38
Tableau	III.18: Résultats de calcul à l'ELS de la poutrelle type(07). (Méthode RDM)	39

TABLE DES TABLEAUX :

Tableau	III.19 :	des sollicitations max dans les différents types des poutrelles.	44
Tableau	III.20 :	de ferrailage de la poutrelle terrasse inaccessible	44
Tableau	III.21 :	de ferrailage de la poutrelle étage courant	49
Tableau	III.22 :	de ferrailage de tous les types des poutrelles.	50
Tableau	III.23 :	schéma de Ferrailage des poutrelles	54
Tableau	III.24 :	Ferrailage de dalle sur deux appuis.	58
Tableau	III.25:	Ferrailage de la dalle sur 4 appuis (Etage commercial).	64
Tableau	III.26 :	Ferrailage de dalle sur trois appuis	64
Tableau	III.27 :	Vérification des contraintes de compression du béton à l'ELS	65
Tableau	III.28:	Les sollicitations sur l'escalier.	71
Tableau	III.29 :	Ferrailage des escaliers	71
Tableau	III.30 :	Vérification de l'état limite de compression du béton.	72
Tableau	III.31 :	Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier.	72
Tableau	III.32:	Les sollicitations sur volée (2et4)	74
Tableau	III.33:	Ferrailage de la volée (2et4)	74
Tableau	III.34 :	Vérification de l'état limite de compression du béton.	75
Tableau	III.35 :	Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	77
Tableau	III.36 :	Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis	77
Tableau	III.37 :	Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.	83
Tableau	III.38 :	vérification de la section d'acier.	84
Tableau	III.39 :	Vérification de l'effort tranchant	84
Tableau	III.40 :	Les résultats sont résumés dans le tableau	86
Tableau	III.41 :	ferrailage de dalle de l'ascenseur	86
Tableau	III.42 :	Résultats de calcul des contraintes	88
Tableau	III.43 :	Combinaison d'action	90

TABLE DES TABLEAUX :

Tableau	IV.1 : Valeurs des pénalités P_q .	96
Tableau	IV.2 : Période et taux de participation.	101
Tableau	IV.3 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles	103
Tableau	IV.4 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens x-x	104
Tableau	IV.5 : Vérification de la résultante des forces.	104
Tableau	IV.6: Vérification des déplacements selon xx	105
Tableau	IV.7: Vérification des déplacements selon yy	105
Tableau	IV.8 : Vérification de l'effet P- Δ sens x-x	106
Tableau	IV.9 : Vérification de l'effet P- Δ sens x-x	107
Tableau	IV.10: Vérification de l'effet P- Δ sens y-y	107
Tableau	IV.11: Vérification de l'effort normal réduit	108
Tableau	V.1 : Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99	110
Tableau	V.2 : Sollicitations dans les poteaux	114
Tableau	V.3 : Ferrailage des poteaux	114
Tableau	V.4 : Calcul des armatures transversales	114
Tableau	V.5: Vérification du flambement pour les poteaux	116
Tableau	V.6: Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	117
Tableau	V.7 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	117
Tableau	V.8 : Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau	118
Tableau	V.9: Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99.	120
Tableau	V.10: Les sollicitations les plus défavorables.	120
Tableau	V.11: Résultats de ferrailage des poutres	121
Tableau	V.12: Vérification de l'effort tranchant	123
Tableau	V.13: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	124

TABLE DES TABLEAUX :

Tableau	V.14: Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS	124
Tableau	V.15: Moment résistant dans les poteaux	126
Tableau	V.16: Moment résistant dans les poutres	126
Tableau	V.17: Vérification de la zone nodale.	127
Tableau	V.18: Sollicitation maximale dans le voile $V_y=1.5\text{m}$ à tous les niveaux	132
Tableau	V.19: Sollicitation maximale dans le voile $V_{x1}=2\text{m}$ à tous les niveaux	133
Tableau	V.20: Sollicitation maximale dans le voile $V_{x2}=2.5\text{m}$ à tous les niveaux	134
Tableau	V.21: ferrailage le voile $V_{x1}=2\text{m}$ sur toute la hauteur	135
Tableau	V.22: ferrailage le voile $V_{y1}=1.5\text{m}$ sur toute la hauteur	136
Tableau	V.23: Ferrailage le voile $V_{x2}=2.5\text{m}$ sur toute la hauteur	136
Tableau	VI.1 : Ferrailage de la dalle du radier.	145
Tableau	VI.2: Vérification des contraintes dans l'acier.	146
Tableau	VI.3: Charges transmises aux nervures sens x-x de radier à l'ELU	149
Tableau	VI.4: Charges transmises aux nervures sens x-x de radier à l'ELS	149
Tableau	VI.5: Charges transmises aux nervures sens y-y de radier à l'ELU	150
Tableau	VI.6: Charges transmises aux nervures sens y-y de radier à l'ELS	150
Tableau	VI.7: Résumé des résultats de ferrailage des nervures.	151
Tableau	VI.8: Vérification de l'effort tranchant.	151
Tableau	VI.9: Vérification des contraintes.	151
Tableau	VI.10: Les Sollicitations dans le voile périphérique	155
Tableau	VI.11: Section des armatures du voile périphérique	155
Tableau	VI.12: Les Sollicitations dans le voile périphérique à l'ELS	156
Tableau	VI.13: Vérification des contraintes.	157

NOTATIONS :

La signification des notations est suivante :

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

G : Charges permanentes.

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de « j » jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

M_t : Moment en travée.

M₀: moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

M_g et **M_d**: Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à j.

M_g: Moment correspondant à g.

M_q: Moment correspondant à q.

NOTATIONS :

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime.

N : Effort normale du aux charges verticales.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b_0 : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_{ji} : la flèche correspondant à j .

f_{gi} : la flèche correspondant à g .

f_{qi} : la flèche correspondant à q .

f_{gv} : la flèche correspondant à v .

$\Delta f_{t adm}$: la flèche admissible.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge « j » jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge « j » jours.

f_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec $j=28j$.

g : Densité des charges permanentes.

h : Hauteur totale d'une section.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

NOTATIONS :

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

X : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

Br : Section réduite.

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 : Coefficient de sécurité = 1.5.

ht : Hauteur totale du plancher.

I : Moment d'inertie (m⁴).

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j .

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g .

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q .

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v .

Q : Facteur de qualité.

q_u : Charge ultime.

q_s : Charge de service.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

l' : Longueur fictive.

L'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

n : Nombre de marches sur la volée.

NOTATIONS :

R : Coefficient de comportement global.

T₂: Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W: Poids propre de la structure.

W_{Qi}: Charges d'exploitation.

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

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g: Contrainte correspondant à g.

σ_q: Contrainte correspondant à q.

γ_w: Poids volumique de l'eau (t/m³).

γ_b: Coefficient de sécurité.

γ_s : Coefficient de sécurité.

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

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

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.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u: Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v: Coefficient différé.



INTRODUCTION GENERAL

INTRODUCTION GENERALE :

L'Algérie est parmi les pays qui est soumise à de grande activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+8+comble+sous-sol et entre sol) conçue sur un terrain en pente. Il regroupe à la fois parking au sous-sol et commerces au niveau de l'entre sol et logements d'habitations aux autres niveaux. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques),

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2.33.2).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, ainsi que des essais in situ.

On se base sur le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments non structuraux.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour ferrailage des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.



CHAPITRE 01

Généralités

I.1 Introduction

Un bâtiment au sens commun est une construction immobilière, réalisée par intervention humaine, destinée d'une part à servir d'abri, c'est-à-dire à protéger des intempéries des personnes, des biens et des activités, d'autre part à manifester leur permanence comme fonction sociale, politique ou culturelle.

Un bâtiment est un ouvrage d'un seul tenant composé de corps de bâtiments couvrant des espaces habitables lorsqu'il est d'une taille importante.

I.2 Présentation et implantation du projet

L'ouvrage faisant l'objet de la présente l'étude d'un bâtiment à usage multiple (habitation et commerces avec parking intégré). Il fait partie d'une opération immobilière de 58 logements (bloc B). Sa structure est en R+8+comble+entresol+sous-sol

Il est situé au niveau MERDJ- Makhlouf, village d'Ighil El Bordj de la ville de Béjaïa. Cette région est classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/v2003), dont le groupe est d'usage 2.

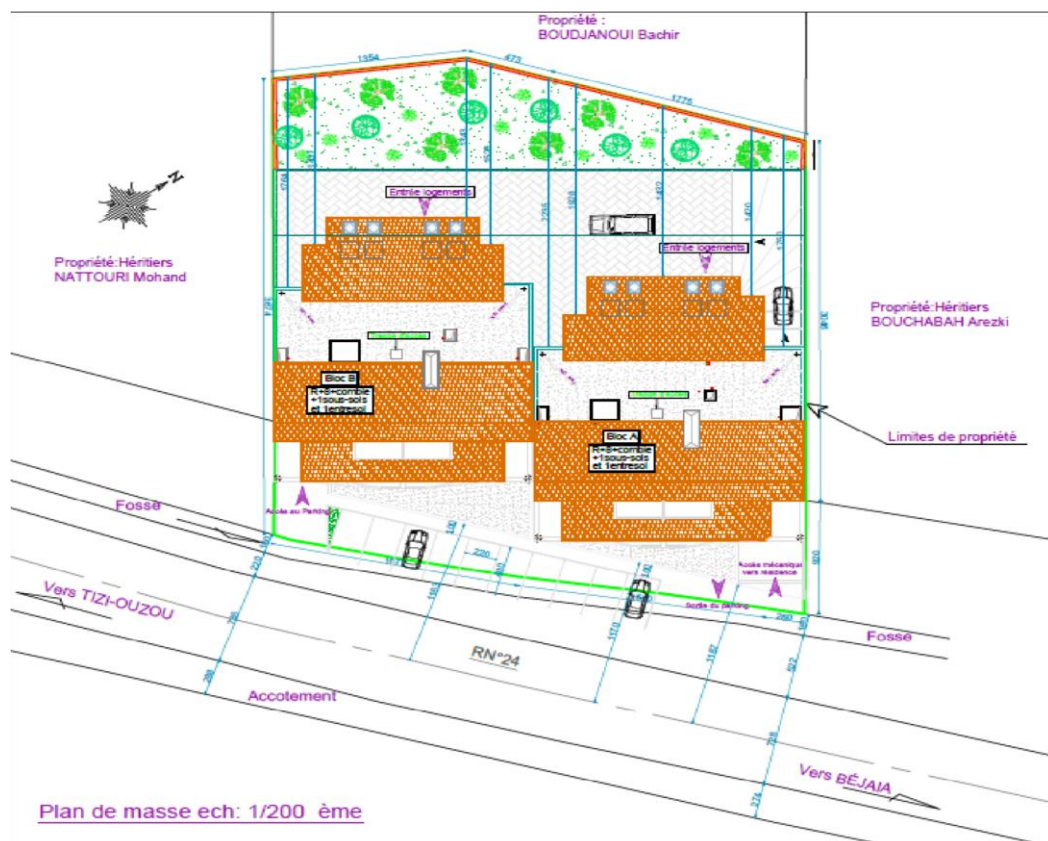


Fig. I.1 Plan de masse.

I.3 Les données géométriques

- Longueur du bâtiment 21,40 m.
- Largeur du bâtiment 17,20 m.
- Hauteur des étages courants et RDC.....02,97 m.
- Hauteur de l'entresol03,86 m.
- Hauteur de sous-sol.....03,44 m.
- Hauteur totale de bâtiment.....31,71m.

- Notre bâtiment est une ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 exige que pour toute structure dépasse une hauteur de 14m en zone IIa qu'il est indispensable d'introduire des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles) tel que le cas de ce projet.

I.4 Caractéristiques du sol

La structure repose sur un sol dont les caractéristiques sont les suivantes :

- La contrainte admissible du sol: $\sigma_{adm} = 2\text{bar}$
- L'ancrage minimal des fondations: $D = 3,50\text{m}$.
- L'angle de frottement interne : $\varphi = 28,96^\circ$.
- La cohésion apparente : $C = 0,01\text{bar}$.

I.5 Les données structurelles

L'ossature est constituée par des portiques contreventés par des voiles en béton armé. Le rôle de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

- a) Les Planchers :

- Les planchers de tous les étages seront semi pré fabriqué en corps creux, avec une dalle de compression armée avec un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique. La dalle de l'ascenseur et paliers d'escalier seront réalisés en dalles pleines.

- b) Les escaliers

- Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

- c) L'acrotère :

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

- **d) La maçonnerie :**
- Les murs extérieurs et les murs de séparation entre les appartements sont en doubles cloisons de briques creuses, avec une lame d'air de 5 cm pour l'isolation thermique et acoustique. Les murs de séparation intérieur seront en une seule paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

- **e) Les balcons :**

- Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

- **f) L'ascenseur :**

- L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement (des personnes ou des chargements) aux différents étages d'un bâtiment.

Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif permettant le déplacement de la cabine. L'ascenseur qu'on étudie est un ascenseur sans local de machine ; dans ce nouveau concept, le système de traction de l'ascenseur est placé dans la gaine. L'ensemble de l'espace occupé par l'ascenseur est donc réduit.

- **g) Les voiles :**

- on deux types de voile, les voiles de contreventement qui reprend les charges horizontal, et les voiles périphériques qui résiste au poussé de sol.

- **h) Revêtements :**

- Les revêtements de la structure sont constitués par :
 - du carrelage de 2 cm pour les planchers courants et les terrasses accessibles
 - de l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs
 - des faux plafonds divers pour les plafonds (bois, métallique, minéral)

- **i) Infrastructure :** Elle assure les fonctions suivantes

- transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- limitation des tassements différentiels

I.6 Définition des matériaux :

I.6.1 Le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

CBA93 (Article A.4.5.2)

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.2 \text{MPa}$$

CBA93 (Article A.2.1.2.1)

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

$$f_{t28} = 2,1 \text{MPa}.$$

$$\text{Els } \nu = 0,2 \quad , \text{Elu} = 0$$

CBA93 (Article A.2.1.3)

$$\text{Enrobage min} = 3 \text{cm}.$$

I.6.2 Les armatures :

Barres à haute adhérence : FeE 40 ($f_e = 400\text{MPa}$) $\sigma_s = 348\text{MPa}$. Ronds
lisses : FeE24($f_e = 235\text{MPa}$).

I.7 Règlement et norme utilisé

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

- ✓ Le CBA93 (Code De Béton Armé). [1]
- ✓ Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien). [2]
- ✓ Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites). [3]
- ✓ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges). [4] ✓
DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles). [5]

I.8 conclusion

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précaution.



CHAPITRE 02

**Pré dimensionnement des éléments
STRUCTURAUX**

II.1. Introduction

L'objectif du pré-dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le pré-dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.2 Pré dimensionnement des éléments structuraux

II. 2.1. Les poutres

❖ Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, selon le **BAEL 91** leur hauteur est donnée selon la condition suivante : $\frac{L_{max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{max}}{10}$

Avec :

- h_{pp} : Hauteur de la poutre principale.
- L_{max} : Portée maximale entre nus d'appui, ($L_{max} = 520 - 30 = 490cm$).

Donc : $\frac{490}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 32.667cm \leq h_{pp} \leq 49cm \Rightarrow \text{soit: } h_{pp} = 40cm$

Pour la largeur (b) on prend : $b = 30cm$.

Sachant que b : largeur de la poutre.

➤ Vérifications :

Selon les recommandations du **RPA 99(version2003)**, on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \quad 30cm \geq 20cm \\ h \geq 30cm \Rightarrow 40cm \geq 30cm \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ \frac{b}{h} \leq 4 \quad 0.75 \leq 4 \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : $(h \times b) = (40 \times 30)cm^2$.

❖ Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, on, détermine leurs hauteurs avec la condition de flèche :

$$L_{max} = 480 - 30 = 450cm$$

$$\frac{450}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30cm \leq h_{pp} \leq 45cm \Rightarrow \text{soit: } h_{pp} = 40cm$$

Pour la largeur (b) on prend : $b = 30cm$.

Sachant que b : largeur de la poutre.

➤ Vérifications

$$\text{suivantes} \begin{cases} b \geq 20\text{cm} & 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} & \Rightarrow 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ \frac{b}{h} \leq 4 & 0.75 \leq 4 \end{cases}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : $(h \times b) = (40 \times 30)\text{cm}^2$.

II.2.2. Les poteaux

Ce sont des éléments en béton armé carrée, rectangulaire ou circulaire, destiné transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du **CBA93 (Article B. 8. 2. 1)** Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA93 (Article B. 8. 2. 1)}$$

B : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton = 1.5

γ_s : coefficient de sécurité des aciers = 1.15

α : Coefficient fonction de l'élanement λ

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

Avec : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement. $l_f = 0.7 \times l_0$

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration .

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

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

D'après le **BAEL91** on pose :

$$\frac{A_s}{B_r} = 1\% \rightarrow A_s = B_r \times 0.01$$

➤ Vérification les recommandations de RPA99

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b \times h) \geq \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots \text{RPA99 / v2003 (art 7.4.1).} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

h_e : Hauteur libre d'étage.

$h_{e \text{ cour}} = 2.72$

$h_{e \text{ sou}} = 3.19 \text{ m}$

$h_{e \text{ entr}} = 3.61 \text{ m}$

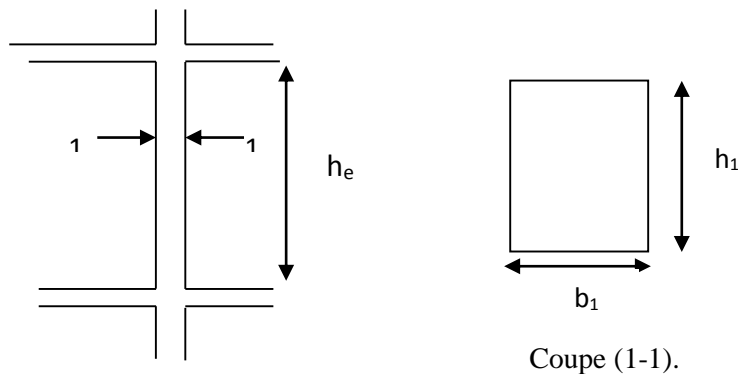


Fig. II.1 : Hauteur libre d'étage.

Les sections des poteaux adoptées préalablement, et après avoir effectué la descente de charge on vérifiant les recommandations de RPA99 citées ci-dessus.

Tableau II.1. Sections préalables des poteaux

Etage	Surface (cm ²)	Hauteur libre (cm)
Sous-sol	55×60	346
Entre sol	55×55	324
RDC	50×55	254
1 ^{ere}	50×50	
2 ^{eme}	50×45	
3 ^{eme}	45×40	
4 ^{eme}	45×40	
5 ^{eme}	40×35	
6 ^{eme}	40×35	
7 ^{eme}	30×40	
8 ^{eme}	30×40	
comble	30×35	

II.3.1. Evaluation des charges et surcharges

➤ terrasse inaccessible

Tableau II.2 :évaluation des charges de plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.050	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique	0.040	0.16
Plancher à corps creux (20+5)	0.250	3.05
Enduit de plâtre	0.02	0.2
Forme de pente	0.100	2.20
Charger permanente		G= 6.73KN/m ²
Charger d'exploitation		Q=1KN/ m ²

➤ Plancher de l'étage courant

Tableau II.3: évaluation des charges de plancher d'étage courant.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Sable fin	0.030	0.36
Plancher à corps creux (20+5)	0.25	3.05
Enduit de plâtre	0.21	0.20
Cloison de séparation	0.10	1.00
Charger permanente		G=5.63KN/ m ²
Charger d'exploitation		Q=1.5KN/m ² .

➤ Dalle pleine (comble)

Tableau II.4:évaluation des charges de ladalle pleine de comble.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	0.120	3.00
Enduit de ciment	0.015	0.15
Tuile (support compris)	//	0.5
Charger permanente		G= 3.20 KN/m ²
Charger d'exploitation		Q=1.KN/m ² .

➤ Dalle pleine :

- Plancher d'étage commercial

Tableau II.5:évaluation des charges de la dalle pleine.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Sable fin	0.030	0.36
Plancher à dalle plein	0.15	3.75

Enduit de plâtre	0.21	0.20
Cloison de séparation	0.10	1.00
Charger permanente		$G=6.15\text{KN}/\text{m}^2$
Charger d'exploitation		$Q=5.00\text{KN}/\text{m}^2$

➤ Plancher a dalle plein balcon

Tableau II.6:évaluation des charges de la dalle pleine(balcon).

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Sable fin	0.030	0.36
Plancher à dalle plein	0.12	3.00
Enduit de plâtre	0.21	0.20
Garde -corps	0.10	1.00
Charger permanente		$G=5.40\text{KN}/\text{m}^2$
Charger d'exploitation		$Q=3.50\text{KN}/\text{m}^2$

➤ Dalle pleine autour de l'ascenseur

Tableau II.7:évaluation des charges de la dalle pleine(l'ascenseur).

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Mortier de pose	0.020	0.40
Sable fin	0.030	0.36
Plancher à dalle plein	0.12	3.00
Enduit de plâtre	0.02	0.20
Charger permanente		$G=3.76\text{KN}/\text{m}^2$
Charger d'exploitation		$Q=1\text{kn}/\text{m}^2$

➤ Murs extérieurs (Doubles parois en briques creuses)

Tableau II.8 : évaluation des charges sur les murs extérieurs.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.02	0.2
Briques creuses	0.15	1.3
Lame d'aire	0.05	/
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.02	0.36
Charger permanente		$G= 2.76\text{KN}/\text{m}^2$

➤ Les charges permanentes sur les murs intérieurs

Tableau II.9 : évaluation des charges sur les murs intérieurs

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.02	0.2
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.015	0.27
Charger permanente		G= 1.37 KN/m ²

➤ Les escaliers :

La charge de la volée(type1et3)

Tableau II.10: évaluation des charges sur la volée1et3.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
paillasse	0.15	4.55
Marches	0.17	2.125
Revêtement horizontale	0.02	0.40
Revêtement verticale	0.02	0.242
Enduit de ciment	0.02	0.242
Charger permanente		G= 7.559KN/m ²
Charger d'exploitation		Q=2.5KN/m ²

La charge de la volée(type4et2)

Tableau II.11: évaluation des charges sur la volée2et4

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
paillasse	0.15	4.42
Marches	0.17	2.18
Revêtement horizontale	0.02	0.40
Revêtement verticale	0.02	0.25
Enduit de ciment	0.02	0.23
Charger permanente		G= 7.48KN/m ²
Charger d'exploitation		Q=2.5KN/m ²

La charge de palier

TableauII.12 : évaluation des charges sur le palier

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Paliers	0.15	3.75
Poids de carnage	0.02	0.44
Revêtement horizontale	0.02	0.40
Revêtement verticale	0.02	0.25
Enduit de ciment	0.02	0.23
Lit de sable	0.02	0.31
Charger permanente		G= 5.38KN/m ²
Charger d'exploitation		Q=2.5KN/m ²

Tableau II.13 : Charge de l'acrotère

<i>Hauteur</i> (m)	<i>Epaisseur</i> (m)	<i>Surface</i> (m ²)	<i>Poids propre</i> (KN/ml)	<i>Enduit ciment</i> (KN/ml)	<i>Total</i> (KN/ml)
0.6	0.1	0.069	1.725	0.42	2.145

II.3.2. Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) d'un niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol. La descente de charge est appliquée tout en respectant la loi de dégression de charges donnée par le **DTR B.C. 2.2** charges permanentes est charges d'exploitation (**art 6.3**).

❖ La loi de dégression des charges d'exploitation

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n
Numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse inaccessible:..... Q_0 .
- Sous le dernier étage :..... $Q_0 + Q_1$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur :..... $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur :..... $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$:..... $Q_0 + (3 + n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

Pour notre projet en applique la loi comme suit :

Etage 12: Q_0

Etage 11 : $Q_0 + Q_1$

Etage 10 : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Etage 9 : $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Etage 8 : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Etage 7 : $Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Etage 6 : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Etage 5 : $Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

Etage 4 : $Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

Etage 3 : $Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

Etage 2 : $Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$

Etage 1 : $Q_0 + 0.6 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$

On effectuera la descente de charges pour le poteau comme la figure suivante montre.

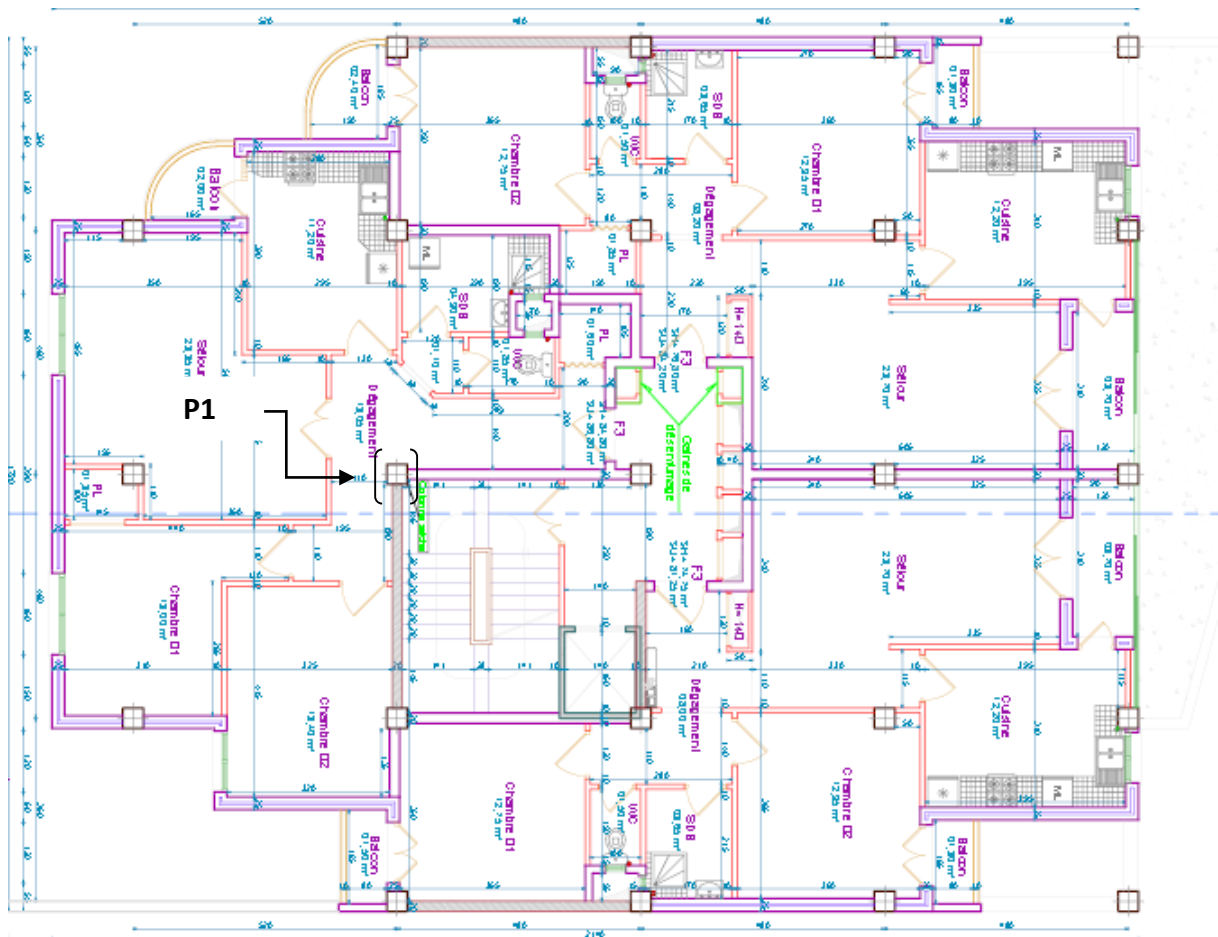


Figure. II.2. Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges.

➤ Poteau « P1 » :

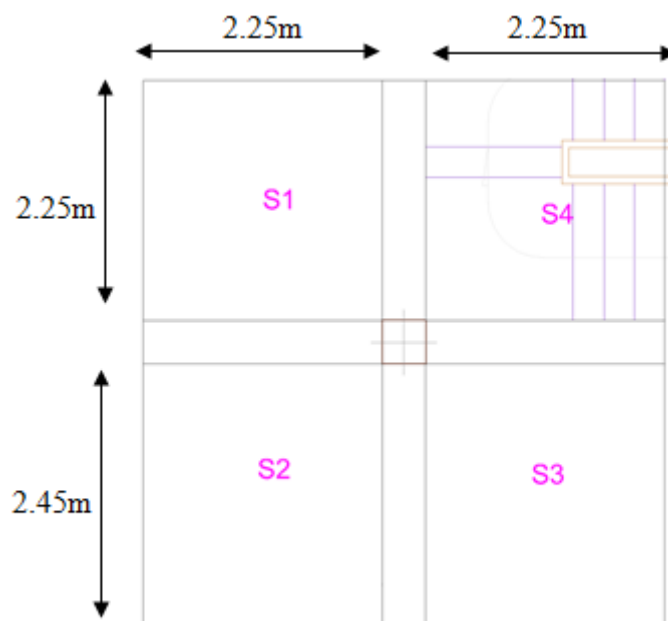


Figure. II.3. Poteau « P1 » de la descente de charges.

II.3.2.1. Calcul de la surface afférente

- ✓ Surface afférente : $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3$
- ✓ Surface des poutres : $S_{\text{poutres}} = S_{pp} + S_{ps}$
- ✓ Surface d'escalier : $S_{\text{escalier}} = S_4$
- ✓ Surface totale : $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}} + S_{\text{escalier}}$

Les résultats de calcul des surfaces pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.14. Le calcul des surfaces pour chaque niveau.

Niveau	$S_{\text{afférente}} \text{ (m}^2\text{)}$	$S_{\text{escalier}} \text{ (m}^2\text{)}$	$S_{\text{poutres}} \text{ (m}^2\text{)}$	$S_{\text{totale}} \text{ (m}^2\text{)}$
Terrasse inaccessible	21.15	0	2.76	23.91
Étages 10,9,8,7,6,5,4,3,2,1,RDC	16.0875	5.0625	2.76	23.91
Entre sole	21.15	0	2.76	23.91

Evaluation des charges « Q » pour le poteau d'escalier P1 :

- ✓ Surcharge sur terrasse

$$Q_t = q_t \times S_{t \text{ totale}}$$

- ✓ Surcharge sur escalier

$$Q_i = (q_i \times S_{i \text{ totale}}) + Q_{\text{esc}}$$

Tableau II.15.: évaluation des charges sur les poteaux.

Etage	Surface (cm ²)	Hauteur libre (cm)	G (kn)
Sous-sol	55×60	361	28.54
Entre sol	55×55	319	24.50
RDC	50×55	272	17.46
1 ^{ere}	50×50		15.87
2 ^{eme}	50×45		14.28
3 ^{eme}	45×40		11.43
4 ^{eme}	45×40		11.43
5 ^{eme}	40×35		8.89
6 ^{eme}	40×35		8.89
7 ^{eme}	30×40		7.62
8 ^{eme}	30×40		7.62
comble	30×35		6.66

Les résultats de calcul des surcharges « Q » pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.16. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P1.

Niveau	q (t/m ²)	Q (t/m ²)	q esc(t/m ²)	Q esc(t)	Q (t)
Terrasse inaccessible	0.1	2.3910	/	/	2.3910
Etages 9,8,7,6,5,4,3,2,1,RDC	0.15	2.4131	0.25	1.26	3.6787
Entre sol	0.5	11.955	/	/	11.955

✓ L'application de la loi de dégression

les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.17. La loi de dégression pour le poteau P1.

Qi	Q (t)
Q0	2.3910
Q1	6.0697
Q2	9.3805
Q3	12.3235
Q4	14.8986
Q5	17.1058
Q6	18.9451
Q7	19.2982
Q8	20.6741
Q9	22.6974
Q10	24.5736
Q11	26.3025
Q12	33.0658

II.3.2.2. Récapitulation des résultats de descente de charges

Pour déduire l'effort normal sollicitant à la compression simple pour chaque niveau, on procède à la combinaison des deux charges (permanente et exploitation) qui revient au poteau. Le tableau suivant récapitule les résultats de descente charge.

Tableau II.18. Résultat de vérification à la compression centré pour le poteau P1

Niveaux	Eléments	G (KN)	G _t (KN)
N_0	Plancher terrasse inaccessible	160.92	196.98
	Poutres	29.40	
	Poteau	06.66	
N_1	N_0	196.98	498.47
	Plancher étage courant	90.53	
	Poutres	29.40	
	Poteau	07.62	
	Escalier Maçonnerie	22.80 07.83	
N_2	N_1	498.47	656.65
	Plancher étage courant	90.53	
	Poutres	29.40	
	Poteau	07.62	
	Escalier Maçonnerie	22.80 07.83	
N_3	N_2	656.65	816.10
	Plancher étage courant	90.53	
	Poutres	29.40	
	Poteau	08.89	
	Escalier Maçonnerie	22.80 07.83	

N_4	N ₃ Plancher étage courant Poutres Poteau Escalier Maçonnerie	816.10 90.53 29.40 08.89 22.80 07.83	975.55
N_5	N ₄ Plancher étage courant Poutres Poteau Escalier Maçonnerie	975.55 90.53 29.40 10.16 11.43 07.83	1124.90
N_6	N ₅ Plancher étage courant Poutres Poteau Escalier Maçonnerie	1124.90 90.53 29.40 11.43 22.80 07.83	1286.89
N_7	N ₆ Plancher étage courant Poutres Poteau Escalier Maçonnerie	1286.89 90.53 29.40 14.28 22.80 07.83	1437.45
N_8	N ₇ Plancher étage courant Poutres Poteau Escalier Maçonnerie	1437.45 90.53 29.40 15.87 22.80 07.83	1603.88
N_9	N ₈ Plancher étage courant Poutres Poteau Escalier Maçonnerie	1603.88 90.53 29.40 17.46 22.80 07.83	1771.90
N_{10}	N ₉ Plancher étage courant Poutres Poteau Escalier Maçonnerie	1771.90 90.53 29.40 24.50 22.80 07.83	1946.96
N_{11}	N ₁₀ Plancher commerciale Poutres Poteau	1946.96 147.05 29.40 28.54	2151.95

Vérification de pré dimensionnement

L'effort normal ultime pour le poteau central

$$N_U = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_U = 1.35 \times 2151.95 + 1.5 \times 330.658$$

$$N_U = 3401.1195 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93 (art B.8.11)** majorer de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

$$N_U \times 1.1 = 3741.2314 \text{ KN}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Le tableau suivant résume la vérification de la résistance pour les poteaux carrés de tous les niveaux :

Tableau II.19. Vérification de la résistance.

Niveau	N _U (MN)	B (m ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Sous-sol	3.741	0.33	11.33	14.2	Vérifiée
Entre sol	3.323	0.30	11.07	14.2	Vérifiée
RDC	3.034	0.27	11.23	14.2	Vérifiée
1 ^{ère} étage	2.753	0.25	11.01	14.2	Vérifiée
2 ^{ème} étage	2.473	0.22	11.24	14.2	Vérifiée
3 ^{ème} étage	2.226	0.18	12.36	14.2	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1.980	0.18	11.00	14.2	Vérifiée
5 ^{ème} étage	1.730	0.14	12.35	14.2	Vérifiée
6 ^{ème} étage	1.455	0.14	10.39	14.2	Vérifiée
7 ^{ème} étage	1.177	0.12	09.80	14.2	Vérifiée
8 ^{ème} étage	0.894	0.12	07.45	14.2	Vérifiée
Comble	0.390	0.10	03.90	14.2	Vérifiée

➤ Vérification du flambement :

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B. 8. 2. 1)}$$

B : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton = 1.5

γ_s : coefficient de sécurité des aciers = 1.15

α : Coefficient fonction de l'élanement λ

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

Avec : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement. $l_f = 0.7 \times l_0$

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration .

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

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

D'après le BAEL91 on pose :

$$\frac{A_s}{B_r} = 1\% \rightarrow A_s = B_r \times 0.01$$

Le tableau suivant résume la vérification du flambement pour les poteaux de tous les niveaux :

Tableau II.20. Vérification du flambement des poteaux.

Etage	N_u^{maj} (MN)	L_f (m)	λ	α	B_r^{calc} (m ²)	B_r (m ²)	vérification
Sous-sol	3.741	2.52	14.58	0.82	0.31	0.21	vérifiée
Entre sol	3.323	2.23	14.00	0.82	0.28	0.18	Vérifiée
RDC	3.034	2.07	14.58	0.82	0.25	0.17	Vérifiée
1 ^{ère} étage	2.753	2.07	14.40	0.83	0.23	0.15	Vérifiée
2 ^{ème} étage	2.473	2.07	12.46	0.83	0.21	0.14	Vérifiée
3 ^{ème} étage	2.226	2.07	16.00	0.81	0.16	0.12	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1.980	2.07	18.00	0.80	0.16	0.12	Vérifiée
5 ^{ème} étage	1.730	2.07	18.00	0.80	0.13	0.10	Vérifiée
6 ^{ème} étage	1.455	2.07	19.38	0.79	0.13	0.08	Vérifiée
7 ^{ème} étage	1.177	2.07	20.51	0.79	0.11	0.07	Vérifiée
8 ^{ème} étage	0.894	2.07	20.51	0.78	0.11	0.07	Vérifiée
Comble	0.390	2.07	20.51	0.78	0.09	0.02	Vérifiée

II.3.3. Les voiles

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux sismiques et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants les conditions suivantes :

$$\begin{cases} e \geq 15\text{cm} \\ e \geq h_e / 20 \dots\dots\dots \text{RPA99} / \text{v2003} \\ L \geq 4 \times e \end{cases}$$

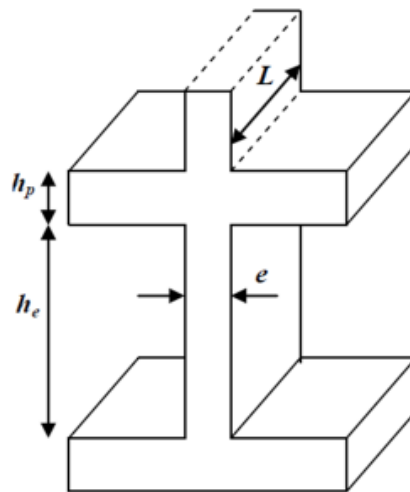


Fig. 0.4. Dimensions d'un voile.

✓ Prédimensionnement d'un voile sans about

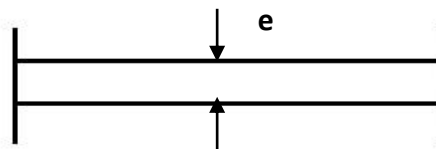


Figure .II.5 coupe en plan d'un voile sans about

$$e \geq h_e / 20$$

✓ Prédimensionnement d'un voile avec un about

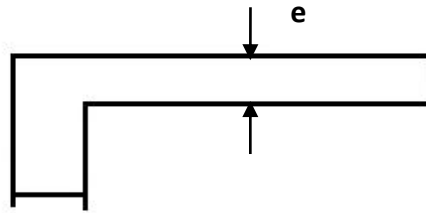


Figure II.6 coupe en plan d'un voile avec un about

$$e \geq h_e/20$$

✓ Prédimensionnement d'un voile avec deux abouts

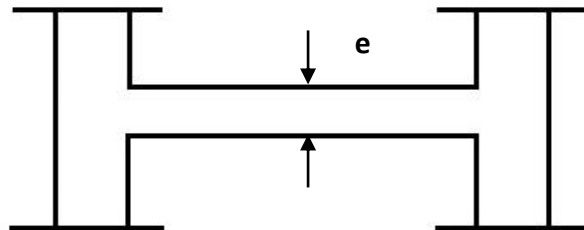


Figure II.7 : coupe en plan d'un voile avec deux abouts

$$e \geq h_e/25$$

➤ Pour le sous-sol, RDC et les étages courants

$$e \geq \max\left[\frac{254}{20}; 15\right]cm$$

➤ Pour l'entresol

$$e \geq \max\left[\frac{324}{20}; 15\right]cm$$

➤ Pour le sous-sol

$$e \geq \max\left[\frac{346}{20}; 15\right]cm$$

$$\text{Soit:} \begin{cases} e = 20cm \dots \dots \dots \text{pour sous - sol} \\ e = 20cm \dots \dots \dots \text{pour l'entresol} \\ e = 15cm \dots \dots \dots \text{pour RDC et étage courant} \end{cases}$$

II.4. Conclusion :

D'après le pré-dimensionnement des éléments structuraux nous avons adopté les sections suivantes qui vérifient les conditions :

- ❖ Poutres principales (30x40)cm²
- ❖ Poutres secondaires (30x40)cm²
- ❖ Poteau de sous-sol (55×60)
- ❖ Poteau de entre sol(55×55)
- ❖ Poteau de RDC (50×55)
- ❖ Poteau de 1^{ere} étage (50×50)
- ❖ Poteau de 2^{ere} étage (50×45)
- ❖ Poteau de 3^{ere} étage (45×40)
- ❖ Poteau de 4^{ere} étage (45×40)
- ❖ Poteau de 5^{ere} étage (40×35)
- ❖ Poteau de 6^{ere} étage (40×35)
- ❖ Poteau de 7^{ere} étage (30×40)
- ❖ Poteau de 8^{ere} étage (30×40)
- ❖ Poteau de comble (30×35)
- ❖ Voile de sous-sol $e = 20cm$
- ❖ Voile d'entre sole = 20cm
- ❖ Voile de RDC $e = 15cm$
- ❖ Voile etage courant $e = 15cm$



CHAPITRE 03

Etude des éléments non structuraux

III. Introduction

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories :

les éléments structuraux et non-structuraux .Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments non-structuraux (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur) .Cette étude fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur les éléments considérées, calcul des sollicitations les plus défavorables et la détermination de la section d'acier nécessaire.

III.1. Les planchers :

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \dots \dots \dots \text{CBA93 (article B. 6. 8. 4. 2. 4) .}$$

Avec :

L_{max} : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

➤ **Disposition des poutrelles**

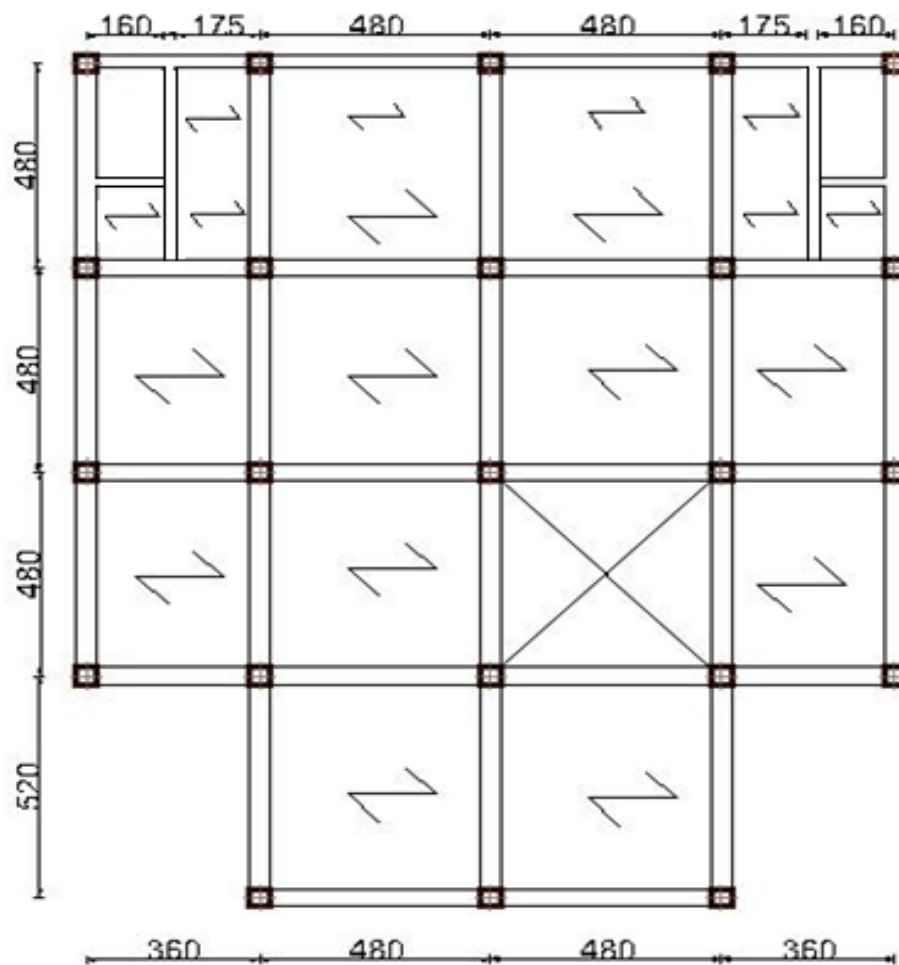


Figure III.1. Schéma de la disposition des poutrelles.

On suppose que poteaux sont $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

$$h_t \geq \frac{480 - 30}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 20 \text{ cm}$$

On adopte un planché d'une épaisseur de : $h_t = \begin{cases} 20 \text{ cm: l'épaisseur de corps creu.} \\ 5 \text{ cm: la dalle de compression.} \end{cases}$

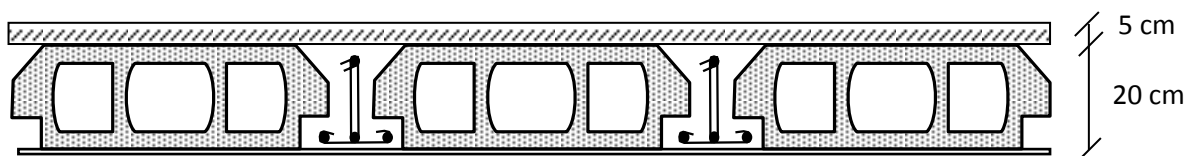


Figure III.2 Planché à corps creux.

II.1.1 Dimensionnement des poutrelles :

- **Définition :**

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- ✓ Le critère de la petite portée.
- ✓ Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (fig. II.1).

- **Détermination de la largeur de la table de compression :**

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right).$$

b : largeur efficace.

b_0 : largeur de la poutrelle (généralement $b_0 = 10\text{cm}$).

l_x : distance entre nus d'appuis entre de poutrelles.

l_y : longueur entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles.

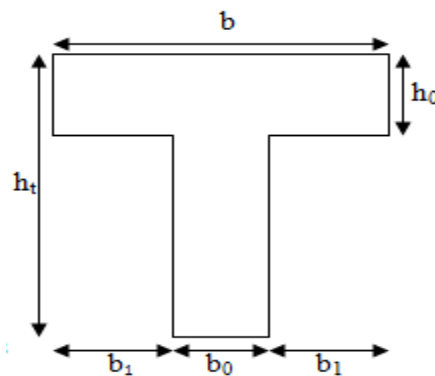


Figure III.3 Vue en coupe d'une poutrelle.

$$l_x = 65 - 10 = 55\text{cm}$$

$$l_y = 170 - (15 + 12.5) = 142.5\text{cm}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{143}{10}\right) \Rightarrow b \leq (14.3 * 2) + 10 \Rightarrow b = 65\text{cm}$$

III.1.2 Etude de plancher en corps creu

Les méthodes de calcul :

a. Méthode forfaitaire (MF) : BAEL.91 [art.L.III.2]

- **Condition d'application de la méthode forfaitaire :**
 - Plancher à surcharge modérée, $Q \leq \min(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$.
 - Les portées successives sont dans le rapport compris entre 0,8 et 1,25 .
 - Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées.

- La fissuration est peu nuisible.

- **Calcul le moment au niveau des appuis (M_a)**

Le moment sur appui donnée et calculer comme suit :

$M_a = -0,6M_0 \longrightarrow$ Dans la poutrelle à deux travées.

$M_a = -0,5M_0 \longrightarrow$ Pour les appuis voisins de rive dans une poutre à plus de deux travées.

$M_a = -0,4M_0 \longrightarrow$ Pour les autres appuis intermédiaires.

Telle que : M_0 est le moment isostatique le max entre deux travées encadrant l'appui considéré.

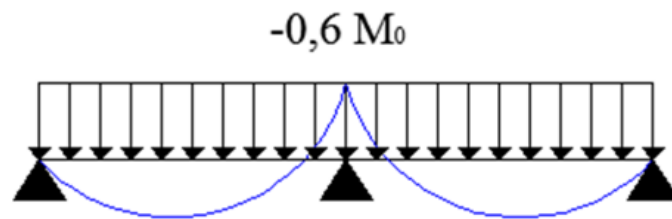


Fig.III.4. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

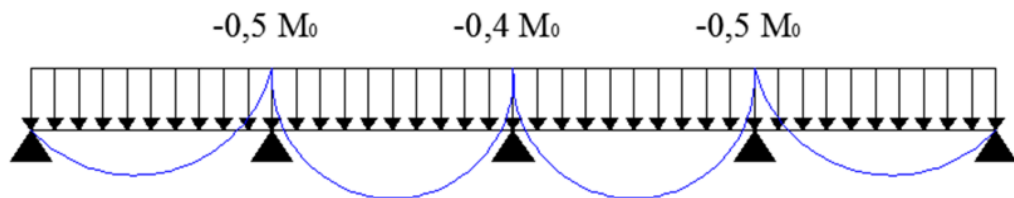


Fig.III.5. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus 2 travées.

- **Calcul le moment en travée (M_t)**

Le moment max dans chaque travée est déterminé par les expressions suivantes :

$$M_{t1} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05] \times M_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t2} \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 \longrightarrow \text{Pour une travée intermédiaire.} \\ M_{t2} \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 \longrightarrow \text{Pour une travée de rive.} \end{array} \right.$$

Et on prend le max entre M_{t1} et M_{t2} avec :

- M_g moment au niveau d'appuis gauche.
- M_d moment au niveau d'appui droit.
- $\alpha = \frac{q}{q+G}$: Degré de surcharge.

- **Effort tranchant**

Les efforts tranchant sont déterminées forfaitairement, en supposant qu'il y a discontinuité entre les travées c.-à-d. que l'effort tranchant hyperstatique sont confondue avec les efforts tranchant isostatique sur tous les appuis sauf sur les 1^{ères} appuis intermédiaires ou les efforts tranchants V_0 sont majorées de :

- 15 % si la poutre est à deux travées.
- 10 % si la poutre est à plus de deux travées.

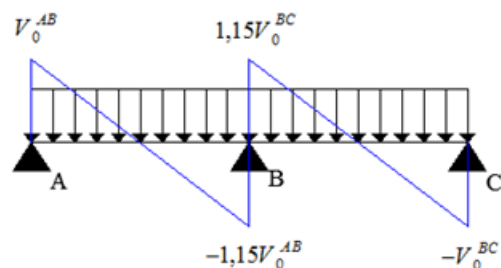


Fig.III.6. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées

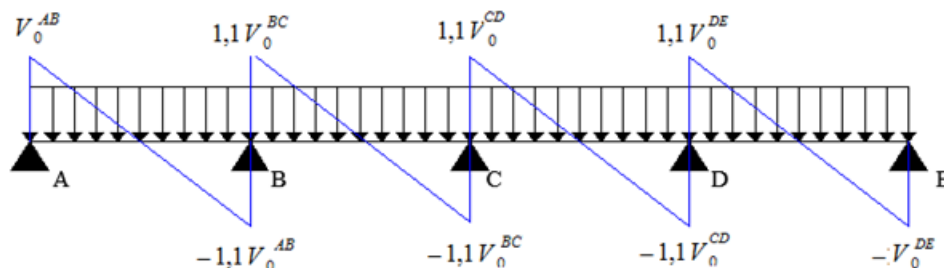


Fig.III.7 Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées

b. Méthode de Caquot

Elle est appliquée essentiellement aux plancher à sur charge élevée (industriel) c.-à-d. : $Q > (2G; 5KN/m^2)$ Cette méthode a été élaboré par Albert Caquot à partir de la méthode de trois moments qui sont adopté au béton armé.

- **Le moment aux appuis**

Pour déterminer les moments sur les appuis, Caquot a pris à considération l'amortissement des charges éloignées sur l'appui considéré, on tient compte des charges appliqué sur les deux travées adjacents à l'appui considéré.

Caquot a remplacé les points des moments par des appuis fictifs. Donc le calcul de poutre continue revient à calculer un ensemble des poutres à deux travées seulement de portées fictives l'_g et l'_d avec :

- $l' = l \rightarrow$ travée de rive.
- $l' = 0,8l \rightarrow$ Travée d'intermédiaire.

Le moment à l'appui "i" est obtenu en appliquant la méthode des trois moments sur la poutre

fictive, on trouve :

$$M_i = - \frac{q_g(l'_g)^3 + q_d(l'_d)^3}{8,5(l'_g + l'_d)} \rightarrow \text{Pour les charges répartées ... BAEL(Art. L. III, 3)}$$

$$M_i = - \frac{k_g P_g (l'_g)^3 + k_d P_d (l'_d)^3}{l'_g + l'_d} \rightarrow \text{Pour les charges Concentrées}$$

$$k = - \frac{1}{2,125} x(1-x)(2-x); x \frac{a}{l'}$$

- **Le moment en travée**

Les moments en travée sont déterminés par RDM (la méthode des sections)

On isole la travée, on trouve : $M(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right)$

$$\text{Avec : } \begin{cases} M_0(x) = \frac{x}{2}(L-x) \\ \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times L} \end{cases}$$

- **Les efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont calculés par la méthode RDM :

$$V_i = V_{0i} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Avec :

- V_i : effort tranchant de l'appui i
- V_{0i} : effort tranchant isostatique de l'appui i

- **Méthode de Caquot minoré**

Cette méthode s'applique au plancher à surcharge modérée quand une des trois conditions de méthode forfaitaire n'est pas satisfaite. Applique la méthode de Caquot minoré revient tout simplement à appliquer la méthode de Caquot avec une petite modification. Il suffit de prendre une charge permanent G et la remplacer par $G' = (2/3)G$, uniquement pour le calcul des moments sur appui, pour le calcul des moments en travée reprend la charge totale G.

III.1.3 Les différents types de poutrelles

Les différents types de poutrelles sont :

Tableau III.1. Les Types de poutrelles.

Type	Schéma statique
1 ^{er} type Etage courant	
2 ^{eme} type Etage courant	
3 ^{eme} type Etage courant	
4 ^{eme} type Etage courant	
5 ^{eme} type Etage courant	
6 ^{eme} type Terrasse inaccessible	
7 ^{eme} type Terrasse inaccessible	
8 ^{eme} type Etage courant	

- Calcul des charges revenant aux poutrelles :

A l'ELU: $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$

A l'ELS: $q_s = (G + Q) \times 0.65$

- ❖ Plancher terrasse inaccessible :

$G = 6.73 \text{ KN/m}^2, Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$q_u = (1.35 \times 6.73 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.88 \text{ KN/ml}$

$q_s = (6.63 + 1) \times 0.65 = 5.02 \text{ KN/ml}$

- ❖ Plancher étage courant :

$G = 5.63 \text{ KN/m}^2, Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$q_u = (1.35 \times 5.63 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.40 \text{ KN/ml}$

$q_s = (5.63 + 1.5) \times 0.65 = 4.63 \text{ KN/ml}$

A) Exemples de calcul :

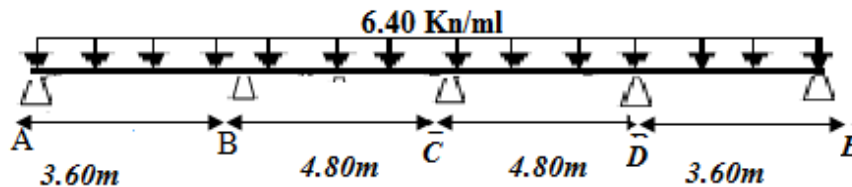


Figure. III.8. Poutrelle type 2.

III.1.4 Application de la méthode forfaitaire pour le premier type de poutrelles :

Etude d'une poutrelle à 4 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 1).

a. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1. $Q \leq \min\left(2 \times 5.63; 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right)$ vérifié.
2. $I = \text{constant}$ vérifié.
3. $0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25$ donc $0.8 \leq 0.75 \leq 1.25$ non vérifié.
4. $F.P.N$ vérifié.

La condition des portées successives comprise entre 0,8 et 1.25 ($0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$) n'est pas vérifiée, donc pour le calcul des planchers on applique la méthode de **Caquot minorée** qui consiste à prendre $\hat{G} = \frac{2}{3}G$ pour le calcul des moments sur appui. En remplaçant G par \hat{G} dans le calcul des moments aux appuis :

$$\hat{G} = \frac{2}{3}G$$

$$\hat{G} = \frac{2}{3} \times 5.63 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

$$q'_u = (1.35 \times \hat{G} + 1.5 \times Q) \times 0.65 = (1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 4.75 \text{ KN/m}$$

$$q'_s = (\hat{G} + Q) \times 0.65 = (3.75 + 1.5) \times 0.65 = 3.41 \text{KN/m}$$

- **Moments aux appuis :**

- **Les appuis A et E :**

$$M_A = M_E = -0.15M_0 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$M_0^u = \frac{4.75 \times 4.8^2}{8} = 18.43 \text{KN.m}$$

$$M_0^s = \frac{3.41 \times 4.8^2}{8} = 13.33 \text{KN.m}$$

$$M_A^u = M_E^u = -0.15 \times 12.47 = -2.055 \text{KN.m}$$

$$M_A^s = M_E^s = -0.15 \times 13.33 = -0.00 \text{KN.m}$$

- **Les appuis B et C, D**

$$M_B = -\frac{p_g \times \hat{l}_g^3 + p_d \times \hat{l}_d^3}{8.5 \times (\hat{l}_g + \hat{l}_d)}$$

$$\hat{l}_d = 0.8 \times 4.8 = 3.84 \text{m}$$

$$\hat{l}_g = 3.6 \text{m}$$

$$M_B^u = \frac{-4.75 \times (3.6^3 + 3.84^3)}{8.5 \times (3.6 + 3.84)} = -7.767 \text{KN.m}$$

$$M_B^s = \frac{-3.41 \times (3.6^3 + 3.84^3)}{8.5 \times (3.6 + 3.84)} = -5.577 \text{KN.m}$$

$$M_C^u = \frac{-4.75 \times (3.84^3 + 3.84^3)}{8.5 \times (3.84 + 3.84)} = -8.251 \text{KN.m}$$

$$M_C^s = \frac{-3.41 \times (3.84^3 + 3.84^3)}{8.5 \times (3.84 + 3.84)} = -5.924 \text{KN.m}$$

$$M_D^u = \frac{-4.75 \times (3.84^3 + 1.9^3)}{8.5 \times (3.84 + 1.9)} = -7.767 \text{KN.m}$$

$$M_D^s = \frac{-3.41 \times (3.6^3 + 3.84^3)}{8.5 \times (3.6 + 3.84)} = -5.577 \text{KN.m}$$

- **Moments en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{q_u \times x}{2} \times (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q_u \times l}$$

Travée AB :

$$x = \frac{3.6}{2} - \frac{0 + 7.76}{6.40 \times 3.6} = 1.463m$$

$$M_0(x) = \frac{6.4 \times 1.463}{2} \times (3.6 - 1.463) = 10.00 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 10 + \left(-7.73 \times \frac{1.463}{3.6}\right) = 6.853 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$x = \frac{4.8}{2} - \left(\frac{-7.76 - 8.251}{6.40 \times 4.8}\right) = 2.384m$$

$$M_0(x) = \frac{6.40 \times 2.384}{2} \times (4.8 - 2.384) = 18.409 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 18.409 + \left(-7.767 \times \left(1 - \frac{2.384}{4.8}\right)\right) + \left(-8.251 \times \frac{2.384}{4.8}\right) = 10.432 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$x = \frac{4.8}{2} - \left(\frac{-8.251 + 7.767}{6.4 \times 4.8}\right) = 2.416m$$

$$M_0(x) = \frac{6.4 \times 2.416}{2} \times (4.8 - 2.416) = 18.431 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 18.431 + \left(-8.251 \times \left(1 - \frac{2.416}{4.8}\right)\right) + \left(-7.767 \times \frac{2.416}{4.8}\right) = 10.432 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$x = \frac{3.6}{2} + \frac{5.63}{6.4 \times 3.6} = 2.317m$$

$$M_0(x) = \frac{6.4 \times 1.463}{2} \times (3.6 - 2.317) = 6.00 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 6.00 + \left(-7.767 \times \left(1 - \frac{2.317}{3.6}\right)\right) = 6.853 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$V = \frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{L_i}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{6.40 \times 3.6}{2} + \frac{-7.767 - 0}{3.6} = 9.362 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.4 \times 3.6}{2} + \frac{-7.767 - 0}{3.6} = -13.678 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{6.4 \times 4.8}{2} + \frac{-8.251 + 7.767}{4.8} = 15.259 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.4 \times 4.8}{2} + \frac{-8.251 + 7.767}{4.8} = -15.46 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_C = \frac{6.4 \times 4.8}{2} + \frac{-7.767 + 8.251}{4.8} = 15.46 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{6.4 \times 4.8}{2} + \frac{-7.767 + 8.251}{4.8} = -15.259 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$V_D = \frac{6.4 \times 3.6}{2} + \frac{-7.767 + 0}{3.6} = 13.682 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{6.4 \times 3.6}{2} + \frac{-7.767 + 0}{3.6} = -9.367 \text{ KN}$$

Tableau III.2. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant (type 1).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	qu (KN/m)	x (m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 1	AB	1.87	6.403	0.411	0	-6.189	0.560	2.677	-9.297
	BC	4.8	6.403	2.333	-6.189	-8.251	11.235	14.937	-15.797
	CD	4.8	6.403	2.467	-8.251	-6.189	11.235	15.797	-14.937
	DE	1.87	6.403	1.452	-6.189	0	0,560	9.297	-2.677

Tableau III.3. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant (type 1).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	qs (KN/m)	x (m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
Type 1	AB	1.87	4.635	0.418	0	-4.444	0.413
	BC	4.8	4.635	2.33	-4.444	-5.924	8.175
	CD	4.8	4.635	4.467	-5.924	-4.444	8.175
	DE	1.87	4.635	1.452	-4.444	0	0.413

Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant (type 2).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	qu (KN/m)	x (m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 2	AB	3,6	6.403	1.463	0	-7.767	6.853	9.367	-13.683
	BC	4,8	6.403	2.834	-7.767	-8.251	10.432	15.266	-15.468
	CD	4,8	6.403	2.416	-8.251	-7,08	10.432	15.468	-15.266
	DE	3,6	6.403	2.137	-7.767	0	6.853	13.683	-9.367

Tableau. III.5. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant (type 2).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	qs (KN/m)	x (m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
Type 2	AB	3.6	4.635	1.463	0	-5.577	4.979
	BC	4.8	4.635	2.834	-5.577	-5.924	7.599
	CD	4.8	4.635	2.416	5.924	-5.577	7.599
	DE	3.6	4.635	2.137	-5.577	0	4.979

Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant (type 3).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	qu (KN/m)	x (m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 3	AB	3,6	6.403	1.346	0	-10.474	5.797	8.616	-14.434
	BC	4,8	6.403	2.741	-10.474	0	13.575	17.549	-13.185

Tableau III.7. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant (type 3).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	qs (KN/m)	x (m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
Type 3	AB	3.6	4.635	1.346	0	-7.521	4.219
	BC	4.8	4.635	2.741	-7.521	0	9.853

Tableau III.8. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Terrasse inaccessible (type 6).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	qu (KN/m)	x (m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 6	AB	3,6	6.881	1.363	0	-10.818	6.394	9.381	-15.391
	BC	4,8	6.881	2.728	-10.818	0	14.777	18.768	-14.26

Tableau III.9. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du Terrasse inaccessible (type 6).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	qs (KN/m)	x (m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
Type 6	AB	3,6	5.025	1.363	0	-7.854	4.687
	BC	4,8	5.025	2.728	-7.854	0	10.811

Tableau III.10. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant (type 8).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	qu (KN/m)	x (m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 8	AB	1.73	6.403	0.731	0	-1.479	1.713	4.684	-6.394
	BC	1.87	6.403	0.533	-1.479	-6.289	-0.569	3.415	-8.559
	CD	4.8	6.403	2.336	-6.289	-8.251	11.184	14.958	-15.776
	DE	4.8	6.403	2.464	-8.251	-6.289	11.184	10.797	-19.937
	EF	1.87	6.403	1.317	-6.289	-1.715	-0.736	12.517	-4.339
	FG	1.73	6.403	1.020	-1.715	0	1.615	6.530	-4.548

Tableau III.11. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant (type 8).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	qu (KN/m)	x (m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
Type 8	AB	1.73	4.635	0.731	0	-1.062	1.244
	BC	1.87	4.635	0.533	-1.062	-4.515	-0.395
	CD	4.8	4.635	2.336	-4.515	-5.924	8.139
	DE	4.8	4.635	2.464	-5.924	-4.515	8.139
	EF	1.87	4.635	1.317	-4.515	-1.231	-0.514
	FG	1.73	4.635	1.020	-1.231	0	1.173

III.1.5 Application de la méthode forfaitaire pour le 5^{ème} type de poutrelles :

Etude d'une poutrelle à deux travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 5).

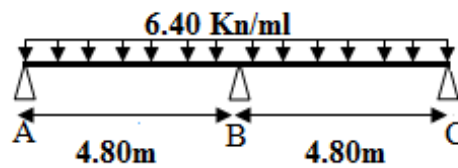


Figure. III.9. Poutrelle type 5.

b. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

$$1. Q \leq \min\left(2 \times 5.63; 5 \frac{KN}{m^2}\right) \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

$$2. I = \text{constant} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

$$3. 0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25 \text{ donc } 0.8 \leq 1 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

$$4. F.P.N \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul.

On a :

$$q_u = (1.35 \times 5.63 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.403 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (5.63 + 1.5) \times 0.65 = 4.635 \text{ KN/ml}$$

• Calcul des moments isostatique :

Le tableau suivant résume les moments en travées

Tableau III.12. Les moments isostatiques max en travées

Travée	M ₀ (ELU) (KN.m)	M ₀ (ELS) (KN.m)
AB	18.441	13.349
BC	18.441	13.349

• Moments aux appuis :

À PLEU :

$$M_A = M_C = -0.15M_0 = -2.055 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(18.441; 18.441) = -11.065 \text{ KN.m}$$

À l'LES :

$$M_A = M_C = -0,15M_0 = -1.475 \text{ kn.m}$$

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(13.349; 13.349) = -8.009 \text{ KN.m}$$

• Les moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1,5 + 5.63} = 0,21$$

$$(1 + 0,3\alpha) = (1 + 0,3 \times 0,21) = 1.063$$

$$\frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} = \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,21)}{2} = 0.631$$

A l'ELU :

Travée AB :

$$M_t + \frac{0 + 11.065}{2} \geq 1.063 \times 18.441 \dots \dots \dots (1).$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,21}{2} \times 18.441 \dots \dots \dots (2).$$

$$M_t \geq 14.070 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq 11.636 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \max(14.070 ; 11.636).$$

$$M_t = 14.070 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_t + \frac{11.063 + 0}{2} \geq 1.063 \times 18.441 \dots \dots \dots (1).$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,21}{2} \times 18.441 \dots \dots \dots (2).$$

$$M_t \geq 14.070 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq 11.636 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \max(14.070 ; 11.636 \text{ KN}).$$

$$M_t = 14.070 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

Travée AB :

$$M_t + \frac{0 + 8.009 \text{ KN.m}}{2} \geq 1.063 \times 13.349 \dots \dots \dots (1).$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.21}{2} \times 13.349 \dots \dots \dots (2).$$

$$M_t \geq 10.185 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq 8.423 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \max(10.185; 8.423).$$

$$M_t = 10.185 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_t + \frac{8.009 + 0}{2} \geq 1.063 \times 13.349 \dots \dots \dots (1).$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.21}{2} \times 13.349 \dots \dots \dots (2).$$

$$M_t \geq 10.185 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq 8.423 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = 10.185 \text{ KN.m}$$

• Effort tranchant :

$$V_0 = \frac{q_u \times L}{2}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{6.403 \times 4.8}{2} = 15.367 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times \frac{6.403 \times 4.8}{2} = -17.672 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1.15 \times \frac{6.403 \times 4.8}{2} = 17.672 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{6.403 \times 4.8}{2} = 15.367 \text{ KN}$$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.13. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 5).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	qu (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 5	AB	4.8	6.403	18.441	0	-11.065	14.070	15.367	-17.672
	BC	4.8	6.403	18.441	-11.065	0	14.070	17.672	-15.367

Tableau III.14. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 5).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	qs (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
Type 5	AB	4.8	4.635	13.349	0	-8.009	10.181
	BC	4.8	4.635	13.349	-8.009	0	10.181

Méthode RDM :

On applique la méthode de la RDM pour type de poutrelle type 04

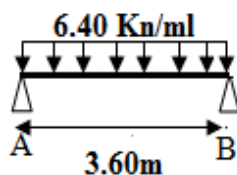


Figure. III.10. Poutrelle type 4.

Tab III.15. Résultats de calcul à l'ELU de la poutrelle type(04).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	qu (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 4	AB	3.6	6.403	10.372	0	0	10.372	11.52	11.52

Tab III.16. Résultats de calcul à l'ELS de la poutrelle type(04).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	qs (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
Type 4	AB	3.6	4.635	7.508	0	0	7.508

On applique la méthode de la RDM pour type de poutrelle type 07

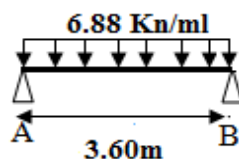


Fig. III.11. Poutrelle type 7.

Tab III.17. Résultats de calcul à l'ELU de la poutrelle type(07). (Méthode RDM)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	qu (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 7	AB	3.6	6.88	11.145	-1.671	-1.671	11.145	12.384	12.384

Tab III.18. Résultats de calcul à l'ELS de la poutrelle type(07).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	qs (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
Type 7	AB	3.6	5.025	8.140	-1.221	-1.221	8.140

Remarque : les moments aux appuis de rive sont nuls mais **BAEL** exige de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif $M_i = -0,15M_0$

Les sollicitations maximale :

Tableau.III.19.des sollicitations max dans les différentes type des poutrelles.

Type de poutrelle	ELU	ELS
1^{er} type Etage courant	$M_T = 11.235KN.m$ $M_a^{int} = -8.251KN.m$ $M_a^{riv} = -2.055KN.m$ $V_u = 15.797KN$	$M_T = 8.175KN.m$ $M_a^{int} = -5.924KN.m$ $M_a^{riv} = -1.475KN.m$
2^{eme} type Etage courant	$M_T = 8.175KN.m$ $M_a^{int} = -5.924KN.m$ $M_a^{riv} = -2.055KN.m$ $V_u = 15.468 KN$	$M_T = 7.599KN.m$ $M_a^{int} = 5.924 KN.m$ $M_a^{riv} = -1.475KN.m$
3^{eme} type Etage courant	$M_T = 13.575KN.m$ $M_a^{int} = -10.474KN.m$ $M_a^{riv} = -2.055KN.m$ $V_u = 17.549KN$	$M_T = 9.853KN.m$ $M_a^{int} = -7.521KN.m$ $M_a^{riv} = -1.475KN.m$
4^{eme} type Etage courant	$M_T = 10.372KN.m$ $M_a^{int} = 0KN.m$ $M_a^{riv} = -2.055KN.m$ $V_u = 11.52KN$	$M_T = 7.508KN.m$ $M_a^{int} = 0KN.m$ $M_a^{riv} = -1.475KN.m$
5^{eme} type Etage courant	$M_T = 14.070KN.m$ $M_a^{int} = -11.065KN.m$ $M_a^{riv} = -2.766KN.m$	$M_T = 10.181KN.m$ $M_a^{int} = 8.009KN.m$ $M_a^{riv} = -2.002KN.m$

	$V_u = 17.672 \text{KN}$	
6eme type terrasse inaccessible	$M_T = 14.777 \text{KN.m}$ $M_a^{int} = -10.818 \text{KN.m}$ $M_a^{riv} = 2.055 \text{KN.m}$ $V_u = 18.768$	$M_T = 10.811 \text{KN.m}$ $M_a^{int} = -7.854 \text{KN.m}$ $M_a^{riv} = -1.475 \text{KN.m}$
7eme type Terrasse inaccessible	$M_T = 11.145 \text{KN.m}$ $M_a^{int} = 0 \text{KN.m}$ $M_a^{riv} = -1.671 \text{KN.m}$ $V_u = 12.384 \text{KN}$	$M_T = 8.140 \text{KN.m}$ $M_a^{int} = 0 \text{KN.m}$ $M_a^{riv} = -1.221 \text{KN.m}$
8eme type Etage courant	$M_T = 11.184 \text{KN.m}$ $M_a^{int} = 8.251 \text{KN.m}$ $M_a^{riv} = -2.055 \text{KN.m}$ $V_u = 19.937 \text{KN}$	$M_T = 8.140 \text{KN.m}$ $M_a^{int} = -10.818 \text{KN.m}$ $M_a^{riv} = -1.475 \text{KN.m}$

III.1.6 Ferrailage des poutrelles:

Exemple de calcul du Terrasse inaccessible : poutrelle de type 6

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T = 14.777 \text{KN.m} \\ M_a^{int} = -10.477 \text{KN.m} \\ M_a^r = -2.122 \text{KN.m} \\ V = 18.768 \text{KN} \end{array} \right.$$

➤ **En travée :**

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

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

✓ Si $M_u < M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).

✓ Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

$$M_{Tu} = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times \left(0,23 - \frac{0,05}{2} \right) = 0,09460 \text{MN.m} = 94,60 \text{KN.m}$$

$$M_t = 14.777 \text{KN.m} < M_{Tu} = 94,60 \text{KN.m}$$

Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14,777 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,23^2 \times 14,2} = 0,0303 < \mu_L = 0,392 \text{ Donc } \hat{A} = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \text{ alors Pivot A}$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA} \quad \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0385$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,0384) = 0,226 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{14,777 \times 10^{-3}}{0,226 \times 348} = 1,88 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \left[\frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \right] \leq A_{calculée}$$

$$A_{min} = \left[\frac{0,23 \times 0,65 \times 0,23 \times 2,1}{400} \right] = 1,8 \text{ cm}^2 ; A_t > A_{min} \text{ condition vérifiée}$$

On opte pour 2HA10+1HA12 avec $A_s = 2,7 \text{ cm}^2$

➤ **Appuis intermédiaires :**

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10,47 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,23^2 \times 14,2} = 0,14 < \mu_L = 0,392 \text{ donc } \hat{A} = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \text{ , Pivot A ; } \varepsilon_{st} = 10\text{‰} \text{ , } f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,189$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,23 \times (1 - 0,4 \times 0,189) = 0,213 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{10,47 \times 10^{-3}}{0,213 \times 348} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \left[\frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \right] \leq A_{calculée}$$

$$A_{min} = \left[\frac{0,23 \times 0,1 \times 0,23 \times 2,1}{400} \right] = 0,0277 \text{ cm}^2 ; A_a > A_{min} \text{ condition vérifiée}$$

On opte pour 1HA10 avec $A_a = 1.57 \text{ cm}^2$

➤ **Appuis de rive:**

$$M_r = 2,05 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,122 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,23^2 \times 14,2} = 0,0282 < \mu_L = 0,392 \text{ donc } \dot{A} = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \text{ , Pivot A; } \varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰}, f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0357$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,23 \times (1 - 0,4 \times 0,0357) = 0,226 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{2,122 \times 10^{-3}}{0,226 \times 348} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \left[\frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \right] \leq A_{calculée}$$

$$A_{min} = \left[\frac{0,23 \times 0,1 \times 0,23 \times 2,1}{400} \right] = 0,278 \text{ cm}^2 ; A_a \leq A_{min} \text{ on ferraille avec } A_{min}$$

On opte pour 1HA10 avec $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

Vérifications à ELU :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right] = \min \left[0,2 \times \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPA} \right] = 3,33 \text{ MPA}$$

$$V_{max} = 18,127 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{18,768 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,23} = 0,816 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ condition vérifier.}$$

• **Ferraillage transversal :**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_L \right]$$

Φ_L : Diamètre minimale des armatures longitudinales.

$$\Phi_t \leq \min \left[\frac{250}{35}; \frac{100}{10}; 8 \right] = 7.14 \text{ mm donc on opte pour } \Phi_t = 6 \text{ mm}$$

Un étrier Φ_6 qui donne une section d'armatures transversales $A_t = 2\Phi_6 = 0.28 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement S_t :**

L'espace des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

$$1) S_t \leq A_t \times \frac{0.8 \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times K)} \text{ CBA93 (Art A. 5.1.2.2)}$$

$$2) S_t \leq \min (0.9 \times d; 40\text{cm})$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0}$$

{ Flexion simple.
Fissuration peut nuisible $K=1$.
Pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ (Armatures droites.)

$$S_t \leq 0.57 \times \frac{0.8 \times 400 \times (\sin 90 + \cos 90)}{0.1 \times (0.988 - 0.3 \times 2.1 \times 1)} = 8938.54\text{cm}$$

$$S_t \leq \min (0.9 \times 19; 40\text{cm}) = 17,1\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{1,01 \times 400}{0,4 \times 10} = 101\text{cm}$$

$S_t = \min (1; 2; 3)$ donc on opte pour $S_t = 16\text{cm}$

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

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{\left(\frac{b-b_0}{2}\right) \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{BAEL 91 (ArtA. 5. 3. 2)} \\ \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa} \right] = 3,33\text{MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{\left(\frac{0,65-0,1}{2}\right) \times 18,768 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,23 \times 0,65 \times 0,05} = 0,76\text{MPa} < 3,33\text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

• **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

Appuis de rive :

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \gamma_s \times \frac{V_u}{f_e}$$

$$A_l = 2HA10 + 1HA12 = 2,7cm^2 \text{ Alors que } \gamma_s \times \frac{V_u}{f_e} = 1,15 \times \frac{18,786 \times 10^{-3}}{400} = 0,54cm^2$$

Donc $A_l > 0,54cm^2$ condition vérifier.

Appuis intermédiaire :

$$F_c = \frac{M_u}{0.9d} = -61.24KN$$

$$|F_c| > |V_u| \Rightarrow V_u + F_c = -42.45KN$$

Donc les A_l^{int} ne sont pas soumises a aucune effort de traction.

Vérification de l'effort tranchant dans le béton :

On doit vérifier que :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 0,23 = 0,207m$$

$$0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267 \times 0,207 \times 0.1 \times 25 = 138.172KN$$

$$V_u = 18,768KN < 138,172KN \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

Tableau. III .20. Ferrailage de la poutrelle terrasse inaccessible

inaccessible	M_T (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm^2)	A choisit	A_t cm^2
Travée	14.777	94.60	0.0303	0.0385	0.226	1.88	2HA10+1HA12	2HA6
Appui intr	10.47	94.60	0.14	0.189	0.213	1.41	2HA10	2HA6
Appui rive	2.055	94.60	0.0282	0.0357	0.226	0.26	1H10	2HA6

Tableau. III .21. Ferrailage de la poutrelle étage courant

Etage courant	M_T (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm^2)	A choisit	A_t cm^2
Travée	14.07	94.60	0.0288	0.0365	0.226	1.73	3HA10	2HA6
Appui intr	11.06	94.60	0.147	0.200	0.211	1.502	2HA10	2HA6
Appui rive	2.766	94.60	0.0368	0.0469	0.225	0.35	1HA10	2HA6

Vérifications à l'ELS: les vérifications à faire sont :

- ✓ état limite d'ouverture des fissures.
- ✓ état limite de déformation

Les sollicitations :

$$M_t = 10.811 \text{KN.m}$$

$$M_a^{int} = 7.85 \text{KN.m}$$

$$M_a^{ri} = 1.47 \text{KN.m}$$

• Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} + 0,6 \times 25 = 15 \text{MPA}$$

En travée :

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) = \frac{0.65 \times 0.05^2}{2} - 15 \times 2.26 \times 10^{-4} \times (0.23 - 0.05) \\ = 2.02310^{-4} \text{m}$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression), donc on calcule avec une section rectangulaire $b \times h$.

$$\frac{b}{2} \times y^2 - 15 \times A_{st} \times (d - y)$$

$$32.5y^2 + 40.5y - 931.5 = 0$$

Après résolution de l'équation : $y = 4.77 \text{cm}$

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

$$I = 15810.99 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{10.811 \times 10^{-3}}{15810.99 \times 10^{-8}} \times 4.77 \times 10^{-2} = 3.26 \text{MPA}$$

Donc $\sigma_{bc} = 3.26 \text{MPA} < 15 \text{MPA}$condition vérifier.

Aux appuis intermédiaires:

$M_s = -7,85 \text{KN.M} \Rightarrow$ le calcul se fait pour une section ($b_0 \times h$)

Position de l'axe neutre :

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 - 15 \times A_{st} \times (d - y) = 0$$

$$5 \times y^2 + 23.55y - 541.65 = 0 \text{ donc } y = 8.31 \text{cm}$$

Calcul de I:

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

$$I = \frac{10 \times 8.31^3}{3} + 15 \times 1,57 \times (23 - 8.31)^2 = 6994.85 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.85}{6994.85 \times 10^{-8}} \times 10^{-3} \times 8.31 \times 10^{-2} = 9.32 \text{ MPA}$$

Donc $\sigma_{bc} = 9.32 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA}$condition vérifier.

- **Etat limite de déformation :** (Art A.4.6.1 [1]).

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les déformations de service.

Evaluation de la flèche :

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL et de CBA93 stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

h : Hauteur de la poutrelle.

L : Longueur de la travée.

M_t : Moment en travée.

M₀ : Moment isostatique de cette travée.

A : Section des armatures choisies.

On a :

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{480} = 0.052 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

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

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

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

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{480}{500} = 0.96 \text{ cm}$$

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

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

• **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times \hat{G}$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

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

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

• **Propriété de la section :**

$$y = 4.77 \text{ cm}, I = 15810.99 \text{ cm}^4$$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st}d + A_{sc}\hat{d})}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})} = 5.02 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + b_0 \frac{(h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st}(d - v)^2 + 15A_{sc}(v - \hat{d})^2$$

$$I_0 = 3457.6 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} \Rightarrow \rho = 0.0098$$

• **Calcul des déformations E_i et E_v :**

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$E_i = 32456.5969 \text{ MPA}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton

$$E_v = \frac{E_i}{3}$$

$E_v = 10818.8656 \text{ MPA}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

• **Contraintes :**

σ_s : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

• **Inerties fictives (I_f) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{gj} + f_{t28}}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{pj} + f_{t28}}$$

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

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}; If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}; If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}; If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

• Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{ij}}; f_{gi} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{ig}}; f_{pi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{ip}};$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times If_{vg}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times 3.05 = 1.98 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 6.73 = 4.37 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (6.73 + 1) = 5.02 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 3.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 7.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 8.13 \text{ KN.m}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = 4.34$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.73$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 65.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 145.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 167.11 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 0.216 > 0$$

$$\mu_g = 0.529 > 0$$

$$\mu_p = 0.576 > 0$$

$$I_{fij} = 0.00019605 \text{ m}^4$$

$$I_{fvj} = 0.0002764 \text{ m}^4$$

$$I_{fig} = 0.0011524m^4$$

$$I_{fvg} = 0.00019807m^4$$

$$I_{fip} = 0.00010865m^4$$

$$I_{fvp} = 0.00019014m^4$$

$$E_v = 10818.865MPa$$

$$E_i = 32456.596MPa$$

$$f_{gv} = 7.6111mm$$

$$f_{ji} = 1.161mm$$

$$f_{pi} = 5.313mm$$

$$f_{jv} = 4.36mm$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 7.402mm$$

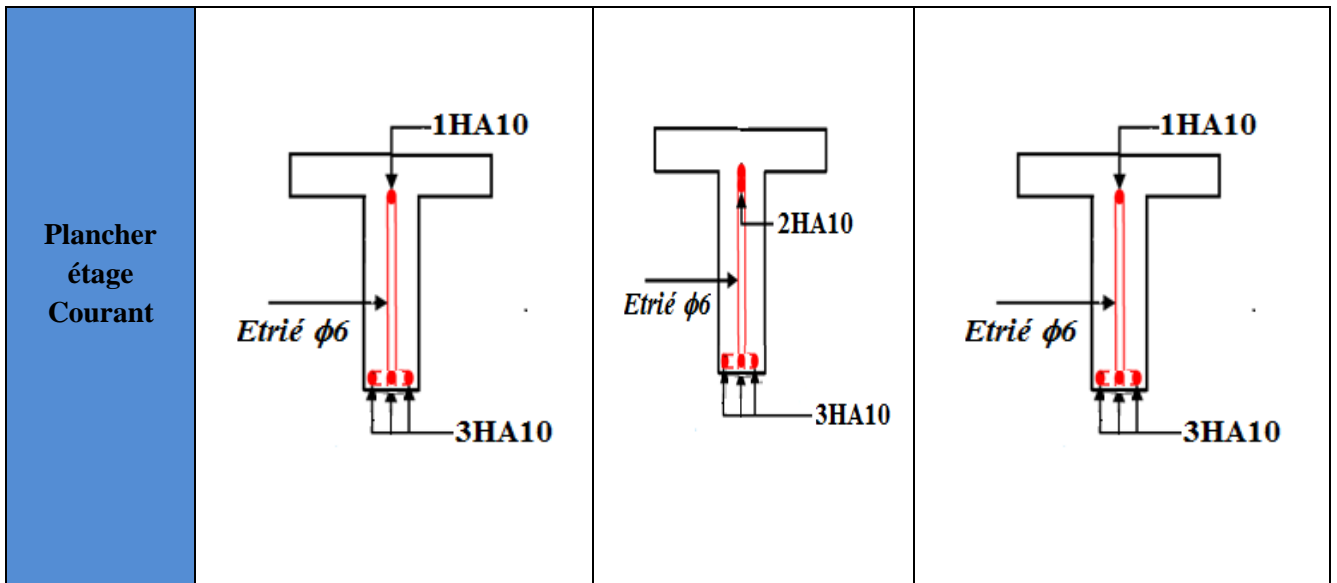
$$\Delta f_t = 14.826mm < 9.6mm \dots \dots \dots \text{flèche vérifiée.}$$

Tableau. III .22.de ferrailage de tous les types des poutrelles.

	Zone	Barre	A(cm ²)
Plancher étage Courant	Travée	2HA10 + 1HA10	2.7
	Appui intermédiaire	2HA10	1.57
	Appui de rive	1HA10	0.79
Plancher terrasse Inaccessible	Travée	3HA10	2.37
	Appui intermédiaire	2HA12	1.57
	Appui de rive	1HA12	0.79

Tableau III.23.schéma de Ferrailage des poutrelles

Type de poutrelle	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher terrasse inaccessible			



III.1.7. Ferrailage de la dalle de compression :

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$f_e = 400\text{MPa}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 0.65\text{cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{CBA93 (B. 6. 8. 4. 2. 3)}$$

$$5\text{TS6}/\text{ml} = 1.41\text{cm}^2$$

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325\text{cm}^2/\text{ml}$$

3TS6/ml = 0.85cm² On opte pour un T.S φ5 (150 x 150) pour la facilité de la mise en œuvre.

$$S_{t\perp} = 15\text{cm} < 20\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$S_{t\parallel} = 15\text{cm} < 30\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

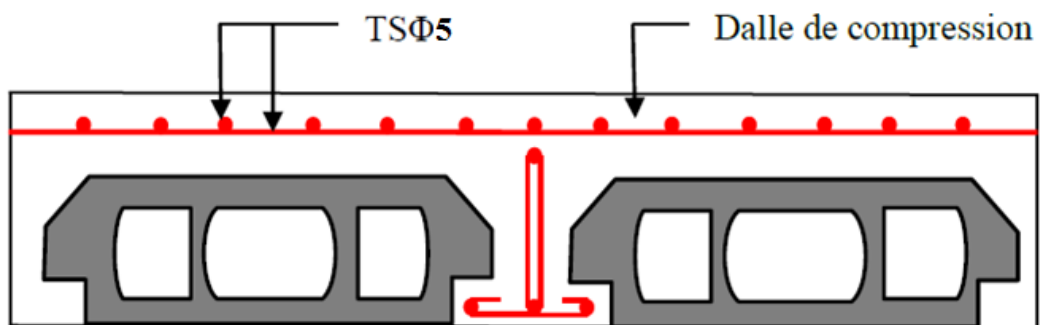


Fig. III.12. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2 Les dalles pleines :

Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle, qui se reposent sur 1, 2, 3 ou 4 appuis. Leurs dimensions doivent satisfaire les critères suivants :

- **Résistance à la flexion:**

- ✓ Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles : $e \geq \frac{L_x}{20}$.
- ✓ Dalle reposant sur trois appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ pour $(\rho \leq 0.4)$.
- ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ pour $(\rho > 0.4)$.

Avec: $\rho = \frac{L_x}{L_y}$.

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

L_y : est la grande portée du panneau.

- **Résistance au feu :**

- ✓ $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe – feu .
- ✓ $e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe – feu .(CBA93).
- ✓ $e \geq 11\text{cm}$ pour quatre heures de coupe – feu.

Avec e : épaisseur de la dalle pleine.

Dans ce projet on distingue trois types de dalle pleine.

- ❖ **Dalle sur 2 appuis (balcon) :**

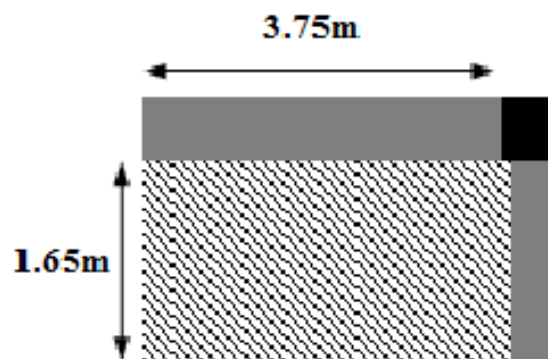


Figure III.13 : Dalle sur 2 appuis.

$$\frac{165}{35} \leq e \leq \frac{165}{30} \Rightarrow 4.71\text{cm} \leq e \leq 5.5\text{cm}$$

Donc c'est la condition de coupe-feu qui est la plus défavorable :

On prend : $e = 12\text{cm}$.

On a :

$$G = 5.4\text{KN}/\text{m}^2$$

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

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{165}{375} = 0.44 > 0.4$$

Alors la dalle travaille dans les deux sens :

III.2.1 Calcul des sollicitations :

a) A l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.4 + 1.5 \times 3.5 = 12.54 \text{ KN/m}$$

$$M_x = \mu_x \times (q_u \times l_x^2)$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_x = 0.1049 \\ \mu_y = 0.2500 \end{array} \right\} \text{(Annexe II)}$$

$$M_x = 0.1049 \times (12.54 \times 1.65^2) = 3.581 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.25 \times 3.581 = 0.895 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments réels :

En travées :

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 3.581 = 3.044 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 0.89 = 0.756 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 3.581 = -1.794 \text{ KN.m}$$

III.2.2 Le ferrailage :

En travée :

Sens x-x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.044 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1^2 \times 14.2} = 0.0214 < \mu_l \Rightarrow \dot{A} = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0271$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 9.89 \text{ cm}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{Z \times f_{st}} = \frac{3.044 \times 10^{-3}}{0.0989 \times 348} = 0.884 \text{ cm}^2$$

• **Condition non fragilité :**

$$\rho = 0.44 > 0.4$$

$$e = 12 \text{ cm}$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{ pour } F_{eE400}$$

$$A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.44) \times 100 \times 12 = 1.228 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_x^{\min} > A_t^x \Rightarrow \text{soit } A_s = 4HA10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens y-y :

De la même manière on trouve :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0053$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0067$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 9.97 \text{ cm}$$

$$A_t^y = \frac{M_t^x}{Z \times f_{st}} = 0.22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition non fragilité :**

$$\rho = 0.44 > 0.4 \quad e = 12 \text{ cm}$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{ pour } F_{eE400}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^{\min} > A_t^y \Rightarrow \text{soit } A_s = 4HA10/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3) Calcul de l'espacement :

La fissuration est peut nuisible.

$$\text{Sens x-x: } // l_x S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \text{ soit } S_t = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y: } // l_y S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \text{ soit } S_t = 33 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.24 Ferrailage de dalle sur deux appuis.

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A choisit (cm ² /ml)	S _t (cm)
X	3.041	0.0214	0.009	0.0989	0.884	1.228	4HA10	25
Y	0.756	0.0053	0.0067	0.09973	0.22	0.96	4HA10	25
En appui								
X et Y	0.	0.0126	0.0159	0.099	0.51	1.228	4HA10	25

4) Vérifications :

A l'ELU :

➤ Vérification à l'effort tranchant :

$\rho > 0.4$

$$V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 \times l_y^4} = \frac{12.54 \times 1.65}{2} \times \frac{3.75^4}{1.65^4 \times 3.75^4} = 9.97KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u^x}{b \times d} = \frac{9.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.0997MPa$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$\tau_u = 0.039MPa < \bar{\tau} = 1.17MPa$

Pas de rupture par cisaillement alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$A_s \geq \frac{9.97 \times 1.15 \times 10^{-3}}{400}$$

$A_s = 3.14m^2 \geq 0.87m^2$ verifie

A l'ELS :

$q_s = G + Q = 5.4 + 3.5 = 8.5KN/ml$

$$\left. \begin{matrix} \mu_x = 0.1075 \\ \mu_y = 0.3155 \end{matrix} \right\} \text{ (Annexe II)}$$

$M_0^x = \mu_x \times (q_s \times l_x^2) = 2.49KN.m$

$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.78KN.m$

$$M_{ser}^{tx} = 0.85 \times M_0^x = 2.12 \text{KN.m}$$

$$M_{ser}^{ty} = 0.85 \times M_0^y = 0.66 \text{KN.m}$$

➤ La vérification de la contrainte dans le béton :

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

Calcul de y :

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

$$50y^2 + 47.1y - 741 = 0$$

$$\text{Donc : } y = 2.63 \text{cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 3164.71 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.12 \times 10^{-3}}{3164.71 \times 10^{-8}} \times 0.0263 = 1.76 \text{MPA}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPA} \dots \dots \text{pas de risque de fissuration du béton.}$$

➤ La flèche :

-sens : x-x

$$\frac{h_t}{l_x} > \max\left(\frac{M_t^x}{20 \times M_{0x}}; \frac{3}{80}\right) \Rightarrow \frac{12}{165} = 0.072 > \frac{2.12}{20 \times 2.49} = 0.042$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 10} = 0.00314 < 0.105$$

-sens : y-y

$$\frac{h_t}{l_y} > \max\left(\frac{M_t^y}{20 \times M_{0y}}; \frac{3}{80}\right) \Rightarrow \frac{12}{375} = 0.032 < \frac{0.66}{20 \times 0.78} = 0.042$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 10} = 0.00314 < 0.105$$

On doit faire la vérification à la flèche :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{375}{500} = 0.75cm$$

$$q_{jser} = 3KN/m$$

$$q_{gser} = 5.4KN/m$$

$$q_{pser} = (5.4 + 3.5) = 8.9KN/m$$

$$M_{jser} = 0.23 KN.m$$

$$M_{gser} = 0.42 KN.m$$

$$M_{pser} = 0.7KN.m$$

$$\lambda_i = 6.68$$

$$\lambda_v = 2.675$$

$$Y = 2.63cm$$

$$I = 3164.7cm^4$$

$$\sigma_{sj} = 8.22MPA$$

$$\sigma_{sg} = 14.79MPA$$

$$\sigma_{sp} = 24.39MPA$$

$$I_0 = 15136cm^4$$

$$\mu_j = \mu_g = \mu_p = 0$$

$$If_{ij} = If_{ig} = If_{ip} = If_{vg} = 0.000162$$

$$f_{ji} = 0.061mm$$

$$f_{gi} = 0.11mm$$

$$f_{pi} = 0.1815mm$$

$$f_{gv} = 0.33mm$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.34mm$$

$$\Delta f_t = 0.34mm < 7.5mm \dots \dots \dots \text{flèche vérifiée.}$$

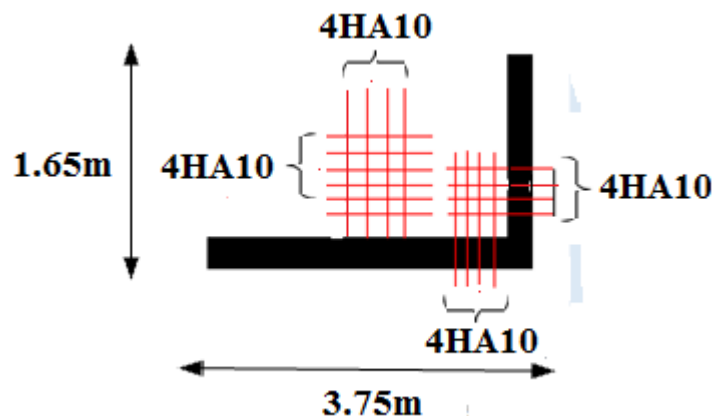


Figure. III.14. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis (balcon2).

➤ Dalle pleine sur quatre appuis

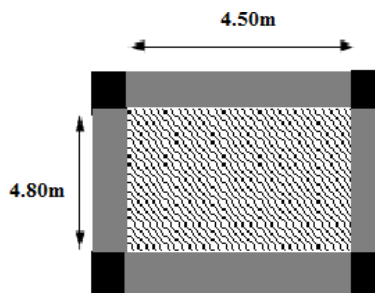


Figure III.15 : Dalle sur 4 appuis.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{450}{490} = 0.92 > 0.4$$

Alors la dalle travaille dans les deux sens :

$$\frac{450}{45} \leq e \leq \frac{490}{40} \Rightarrow 10\text{cm} \leq e \leq 11.25\text{cm}$$

Donc c'est la condition de coupe-feu qui est la plus défavorable : $e \geq 11\text{cm}$.

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

$$G = 6.15\text{KN/m}^2$$

$$Q = 5\text{KN/m}^2$$

1) Calcul des sollicitations :

a) A l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.15 + 1.5 \times 5 = 16.91\text{KN/m}$$

$$\begin{cases} U_x = 0.0437 \\ U_y = 0.8251 \end{cases}$$

Tableau III.25. Ferrailage de la dalle sur 4 appuis (Etage commercial).

En travée								
Sens	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{choisit}$ (cm^2/ml)	S_t (cm)
X	10.49	0.0438	0.056	0.127	2.38	1.25	4HA12	25
Y	8.65	0.0361	0.046	0.1276	1.95	1.2	4HA10	25
En appui								
X et Y	-6.99	0.0292	0.037	0.128	1.57	1.25	4HA10	25

4) Vérifications :

A l'ELU :

➤ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\rho > 0.4$$

$$V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 \times l_y^4} = \frac{15.8 \times 4.5}{2} \times \frac{4.9^4}{4.5^4 + 4.9^4} = 20.77 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^x}{b \times d} = \frac{20.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.159 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.17 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.159 \text{MPa} < \bar{\tau} = 1.17 \text{MPa}$$

Pas de rupture par cisaillement alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$A_s \geq \frac{20.77 \times 1.15 \times 10^{-3}}{400}$$

$$A_s = 4.52 \text{m}^2 \geq 0.59 \text{m}^2 \dots \dots \dots \text{verifie}$$

Vérification des armatures secondaires:

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 3.14 \geq 1.13 \dots \dots \dots \text{verifie.}$$

A l'ELS :

$$q_s = 11.15 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\begin{cases} U_x = 0.0509 \\ U_y = 0.8799 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^0 = 11.49 \text{KN.m} \\ M_y^0 = 10.11 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 8.62 \text{KN.m} \\ M_y^t = 7.58 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **La vérification de la contrainte dans le béton :**

Sens x-x:

$$A = 4.52 \text{m}^2.$$

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

$$50 \times y^2 + 47.1y - 612.3 = 0$$

$$y = 3.57 \text{ cm}$$

$$d = 13 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 7547.4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 4.08 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \text{ pas de risque de fissuration du béton.}$$

➤ La flèche :

$$\frac{h_t}{l_x} > \max\left(\frac{M_t^x}{20 \times M_{0x}}; \frac{3}{80}\right) \Rightarrow \frac{15}{450} = 0.033 > \frac{8.62}{20 \times 11.49} = 0.0375 \dots \dots \dots \text{ non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.00241 < 0.005 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

La 1^{er} condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire .

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

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

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm}$$

Evaluation des moments en travée selon le chargement considéré : permanente et la surcharge d'exploitation.

Dalle isostatique :

$$M_{jser} = U_x \times q_{ser} \times l^2$$

$$M_{jser} = 3.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = U_x \times q_{pser} \times l^2$$

$$M_{pser} = 8.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = U_x \times q_{gser} \times l^2$$

$$M_{gser} = 4.74 \text{ KN.m}$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

• Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{ij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{ig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{ip}} ;$$

$$I_0 = 30176m^2$$

$$y = 3.06cm$$

$$I = 7547.4cm^4$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 61,55MPa$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 100,95MPa$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 183.02MPa$$

• Calcul des déformations E_i et E_v :

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$E_i = 32456.59MPa$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton

$$E_v = \frac{E_i}{3}$$

$E_v = 10818.86MPa$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = 6.03. \quad \rho = 0.00347$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 2.42$$

• Inerties fictives (I_f) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = -0.1773$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{gj} + f_{t28}} = -0.107$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{pj} + f_{t28}} = -6.91$$

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

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$If_{ij} = If_{ig} = If_{ip} = If_{vg} = 0.000325m^4$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 5.56mm$$

$$\Delta f_t = 0.556cm < 9cm \dots \dots \dots \text{flèche vérifiée.}$$

Sens y-y: la même méthode et on trouve

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 2.906 - 0.8113 + 0.1756 - 0.968$$

$$\Delta f_t = 1.3mm < 9mm \dots \dots \dots \text{flèche vérifiée.}$$

Sens y-y:

$$y=3.00cm$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d-y)^2 = 5608.74cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 4.05MPa$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \text{pas de risque de fissuration du béton.}$$

➤ **La flèche :**

$$\frac{h_t}{l_y} > \max\left(\frac{M_t^x}{20 \times M_{0x}}; \frac{3}{80}\right) \Rightarrow \frac{15}{480} = 0.0312 < \frac{7.59}{20 \times 10.11} = 0.0375 \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La 1^{er} condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Avec même méthode ont trouvé :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{480}{500} = 0.96cm$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.57cm$$

$$\Delta f_t = 5.7mm < 9.6mm \dots \dots \dots \text{flèche vérifiée.}$$

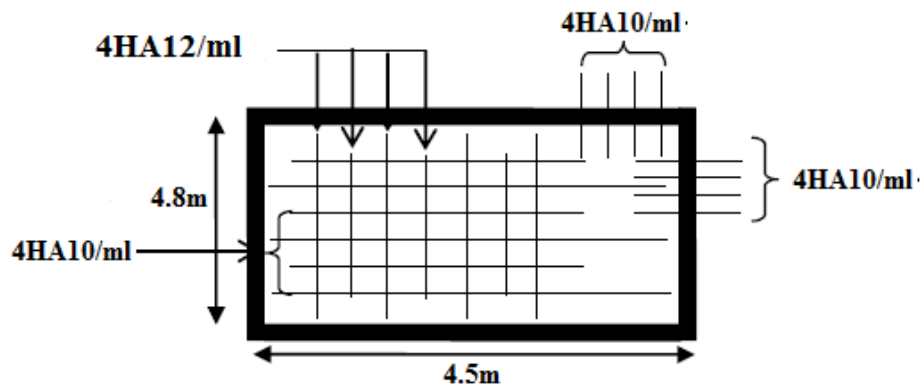


Fig.III.16. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur quatre appuis

Dalle sur 3 appuis :

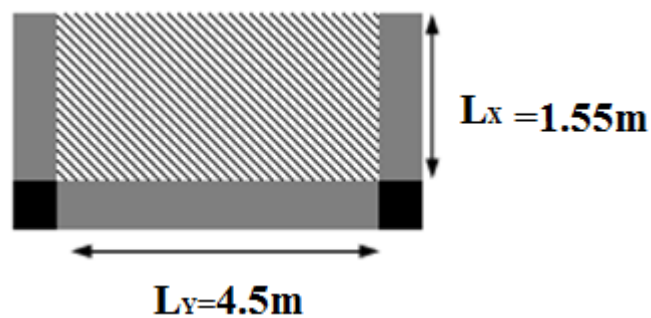


Figure III.17 Dalle sur 3 appuis.

$$\frac{155}{45} \leq e \leq \frac{155}{40} \Rightarrow 3.44\text{cm} \leq e \leq 3.875\text{cm}$$

Donc c'est la condition de coupe-feu qui est la plus défavorable : $e \geq 11\text{cm}$.

On prend $e = 12\text{cm}$.

➤ Calcul des sollicitations

$$e = 12\text{cm}.$$

$$G = 5.4\text{KN/m}^2$$

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

Calcul à l'ELU :

$$\frac{l_y}{2} = 2.25 \Rightarrow l_x = 1.55\text{m} < 2.25\text{m}$$

$$q_u = 12.54\text{KN/m}^2$$

A l'ELS :

➤ La vérification de la contrainte dans le béton :

$$q_s = G + Q = 5.4 + 3.5 = 8.9 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0^x = 26.05 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 5.52 \text{ KN.m}$$

$$M_t^x = 22.11 \text{ KN.m} ; M_t^y = 4.69 \text{ KN.m} \quad ; M_a^x = M_a^y = -7.8 \text{ KN.m}$$

Tableau III.27 Vérification des contraintes de compression du béton à l'ELS

Sens		$M_{ser}(\text{KN.m})$	Y(m)	$I \text{ cm}^4$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{st}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{st} \geq \sigma_{bc}$
Travée	x-x	22.05	0.029	3784.6	16.91	15	Non vérifiée
	y-y	4.68	0.024	2644.1	4.25	15	vérifiée
Appui		-7.8	0.023	2635.5	7.09	15	vérifiée

Il faut augmentée l'épaisseur $e \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$

On trouve : $\sigma_{bc} = 11.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ MPa}$

➤ La flèche :

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} > \frac{M_t^x}{20 \times M_{0x}} \Rightarrow \frac{15}{155} = 0.097 > \frac{22.05}{20 \times 26.05} = 0.0423 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 13} = 0.00302 < 0.105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Sens y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_y} > \frac{M_t^y}{20 \times M_{0y}} \Rightarrow \frac{15}{450} = 0.033 > \frac{4.69}{20 \times 5.52} = 0.0423 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.52}{100 \times 13} = 0.00193 < 0.105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

$$M_{jser} = 1.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 2.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 4.69 \text{ KN.m}$$

$$\lambda_i = 10.83$$

$$\lambda_v = 4.33$$

$$y = 2.8\text{cm} \Rightarrow I = 4663.1\text{cm}^4$$

$$\sigma_{sj} = 64.33\text{MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 93.63\text{MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 154.32\text{MPa}$$

$$\mu_j = \mu_g = \mu_p = 0$$

$$If_{ij} = If_{ig} = If_{ip} = If_{vg} = 32195\text{cm}^4$$

$$f_{ji} = 0.379\text{mm}$$

$$f_{gi} = 0.552\text{mm}$$

$$f_{pi} = 0.9087\text{mm}$$

$$f_{gv} = 1.6561\text{mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1.64$$

$$\Delta f_t = 0.00786\text{m} = 1.64\text{mm} < 9\text{mm} \dots \dots \dots \text{flèche vérifiée.}$$

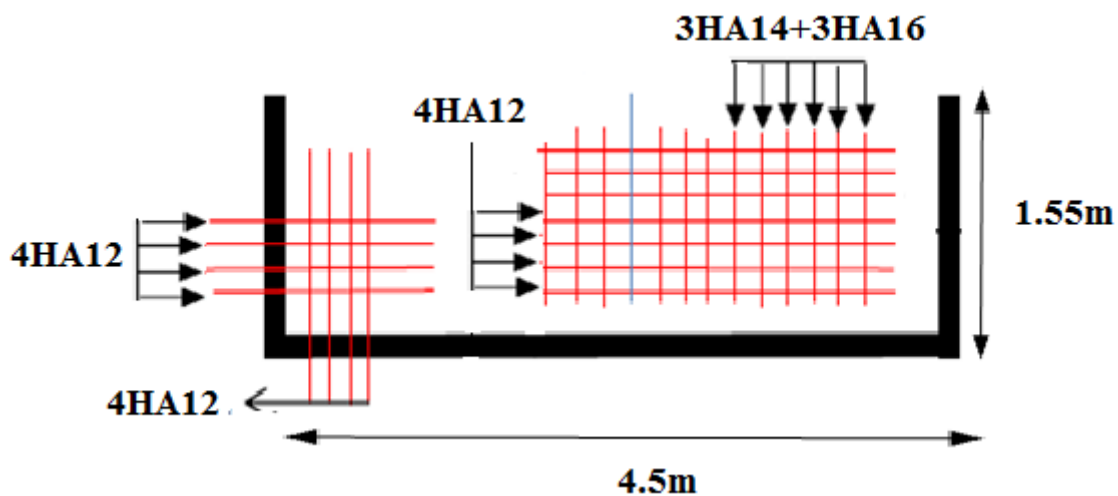


Fig.III.18. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis.

III.3. les escaliers :

L'escalier est un élément d'ouvrage permet de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre. L'escalier se compose généralement des éléments suivants :

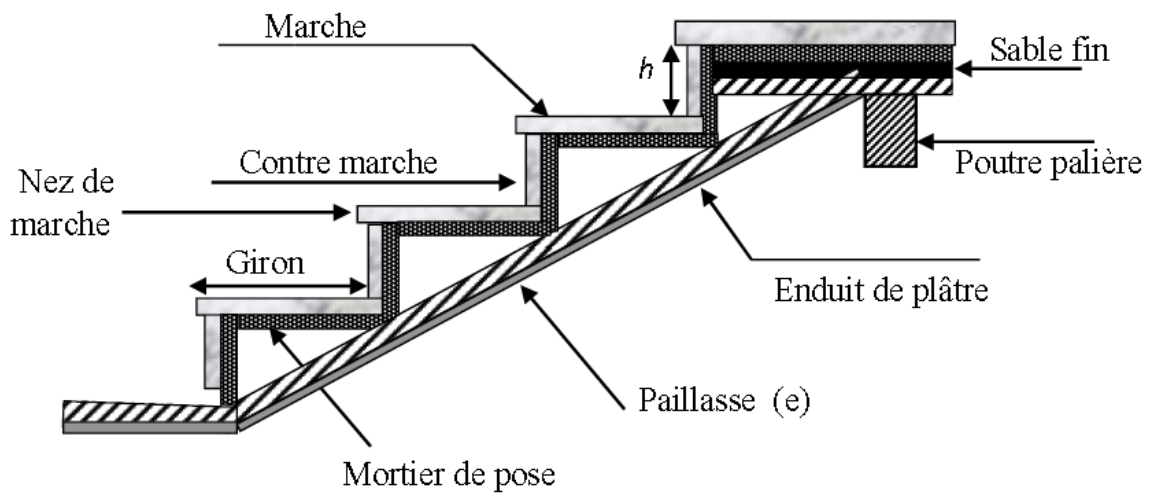


Figure. III.19. Composantes d'un escalier.

Dans notre projet on a un type d'escalier :

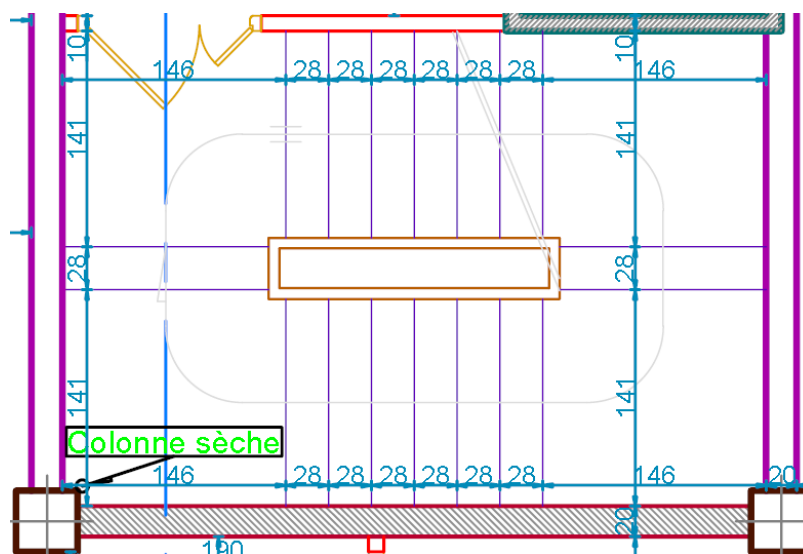


Figure.III.20.vue en plan

III.3.1. Dimensionnement des escaliers :

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marches on utilise les formule suivantes :

- ✓ La formule de sécurité: $h + g \approx 46$.
- ✓ La formule de confort ou de commodité : $g - h \approx 12$.
- ✓ La relation de Blondel qui est la plus utilisée : $0.59m \leq g + 2 \times h \leq 0.64m$.
- ✓ La limite inférieure (59) correspond à des escaliers courants d'appartement.
- ✓ La limite supérieure (64) correspond à des locaux publics.

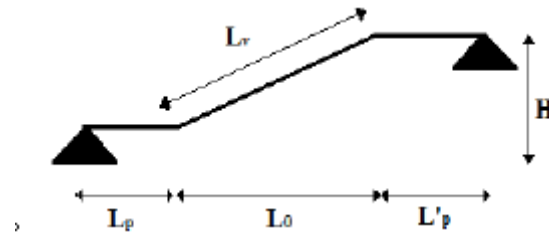


Figure.III.21 Schéma statique de la volée type 01 et 03

L_0 : La longueur projetée de la volée.

L_p : Longueur du palier de départ.

$L_{p'}$: Longueur du palier d'arrivée.

L_v : Longueur de la volée.

n : Nombre de contre marche. $n - 1$: Nombre de marches.

▪ Type 1 et 3

Premier volée :

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} = 1.41 + \sqrt{1.68^2 + 1.115^2} = 3.44m$$

L : longueur horizontale de l'escalier.

$$\frac{344}{30} \leq e \leq \frac{344}{20} \Rightarrow 11.47cm \leq e \leq 17.2, \text{ soit } e = 15cm$$

Calcul du nombre de marche et contre marche :

$$g = \frac{L_0}{n - 1} \text{ et } h = \frac{H}{n}$$

$$\text{si } g + 2 \times h = 64 \dots \dots \dots 01$$

On remplace g et h équation 01 :

$$\frac{L_0}{n - 1} + 2 \times \left(\frac{H}{n}\right) = 64$$

n : c'est la solution de l'équation .

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$$

$$AN: 64n^2 - 463n + 231 = 0 \Rightarrow n = 7$$

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{168}{6} = 28cm$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{115.5}{7} = 16.5cm$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{115.5}{168} = 0.6875 \Rightarrow \alpha = 34.50^\circ$$

$$0.59m \leq 0.61m \leq 0.64m \Rightarrow \text{est verifie}$$

Type 2 et 4

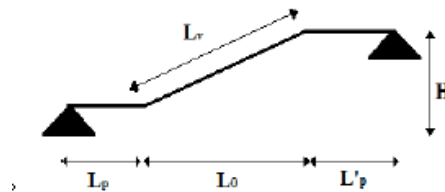


Figure.III.22. Schéma statique de la volée type 02 et 04

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = 1.44 + \sqrt{0.56^2 + 0.35^2} = 1.87m$$

L : longueur horizontale de l'escalier.

$$\frac{187}{30} \leq e \leq \frac{187}{20} \Rightarrow 6.233cm \leq e \leq 9.35cm. \text{ Soit } e = 15cm.$$

Calcul du nombre de marche et contre marche :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \text{ et } h = \frac{H}{n}$$

$$\text{si } g + 2 \times h = 64 \dots \dots \dots 01$$

On remplace g et h équation 01 :

$$n : \text{c'est la solution de l'équation : } 64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$$

$$AN : 64n^2 - 190n + 70 = 0 \Rightarrow n = 2$$

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{56}{2} = 28cm$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{35}{2} = 17.5cm$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{35}{56} = 0.625 \Rightarrow \alpha = 32.00^\circ$$

$$0.59 \leq 63 \leq 0.64 \text{ m} \Rightarrow \text{est vérifié}$$

III.3.2 Etude des escaliers

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

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

III.3.3. Evaluation des charges et surcharges

$$\begin{aligned} \text{- La volée : } & \begin{cases} G = 7.559 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases} & \text{- Le palier : } & \begin{cases} G = 5.38 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases} \end{aligned}$$

III.3.4. Combinaisons de charge

❖ A l'ELU

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

❖ A l'ELS

$$q_u = G + Q$$

$$\text{- La volée : } \begin{cases} q_u = 1.35 \times 7.559 + 1.5 \times 2.5 = 13.95 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ q_s = 7.559 + 2.5 = 10.059 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

$$\text{- Le palier : } \begin{cases} q_u = 1.35 \times 5.38 + 1.5 \times 2.5 = 11.013 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ q_s = 5.38 + 2.5 = 7.88 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

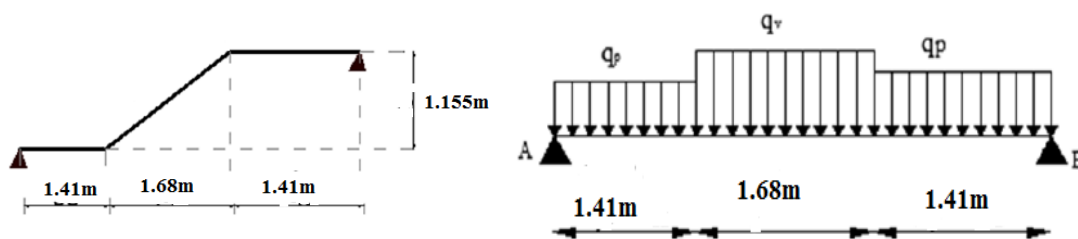


Fig.III.23. Schéma statique de la 1ère et 3ème Volée des étages courants

- Calcul des réactions

Après calcul de la RDM, on trouve :

A l'ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 27.25KN \\ R_B = 27.25KN, \\ V^{max} = 27.25KN, \\ M_t^{max} = 32.38KN.m \end{array} \right.$$

A l'ELS

$$R_A = 19.56KN,$$

$$R_B = 19.56KN,$$

$$V^{max} = 19.56KN,$$

$$M_t^{max} = 23.29KN.m$$

Moments en travée et appui

$$M^t = 0.75 \times 32.38 = 24.28KN.m$$

$$M_a = -0.5 \times 32.38 = 16.19KN.m$$

III.3.5 Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS

Tableau III .29.Les sollicitations sur l'escalier.

	$M_0(KN.m)$	$M_t^{max}(KN.m)$	$M_a^{max}(KN.m)$	$V^{max}(KN)$
ELU	32.38	24.28	16.19	27.25
ELS	23.29	17.47	11.65	19.56

Ferraillage à l'ELU :

Tableau III .30.Ferraillage des escaliers

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2 / ml)$	$A_{min}(cm^2 / ml)$
En travée	24.28	0.101	0.134	0.123	5.67	1.57
En appui	16.19	0.068	0.087	0.125	3.71	1.57

➤ Espacement des barres (FPN) :

a) Armatures principales :

En appui $S_t = 20 \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm \dots \dots \text{vérifiée.}$

En travée $S_t = 20 \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm \dots \dots \text{vérifiée.}$

On adopte :En travée 5HA12=5.65cm² / ml

En appui $5HA10=3.93cm^2 / ml$

b) Armatures secondaires :

En travée $A_l = \frac{A_{ls}}{4} = 1.41cm^2 / ml \Rightarrow$ On choisit $4HA10 = 3.14cm^2 / ml$

En appui $A_a = \frac{A_{as}}{4} = 0.982cm^2 / ml \Rightarrow$ On choisit $4HA10 = 3.14cm^2 / ml$

Vérification à l'ELU :

a) Vérification de l'effort tranchant :

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{V}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPA\right)$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{27.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.21MPA$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPA\right) = 1.17MPA$$

Donc :

$\tau_u = 0.21MPA < \bar{\tau}_u = 1.17MPA$... pas de risque de rupture par cisaillement.

b) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow 5.65cm^2/ml > \left(27.25 \times 10^{-3} - \frac{24.28 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}\right) \times \frac{1.15}{400} = -5.17 cm^2/ml$$

Vérification à l'ELS :

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

vérifications à faire sont :

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

Tableau III .31. Vérification de l'état limite de compression du béton.

	$M_{ser}(KN.m)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	17.47	3.9	8992	7.62	15	vérifiée
En appui	11.64	3.3	6742.6	5.82	15	vérifiée

b) Vérification de la limite de déformation :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} > \max\left(\frac{M_t^x}{20 \times M_{0x}}; \frac{3}{80}\right) \Rightarrow \frac{15}{450} = 0.033 > \frac{17.47}{20 \times 23.29} = 0.037 \dots \dots \text{non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.00435 < 0.105 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Alors la vérification a la flèche est nécessaire.

$$f_{adm} = \frac{450}{500} = 9mm$$

Tableau III.32. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier.

L (m)	A _s ($\frac{cm^2}{ml}$)	M _j (KN.m)	M _g (KN.m)	M _p (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fpv} (cm ⁴)
4.5	5.65	10.78	14.42	19.78	8995.2	190063.7	3.9	93493	74143	61456	106620
$\Delta f = 0.23$											
$f_{adm} = 0.9cm$											

Donc la flèche est vérifiée.

Schéma de ferrailage :

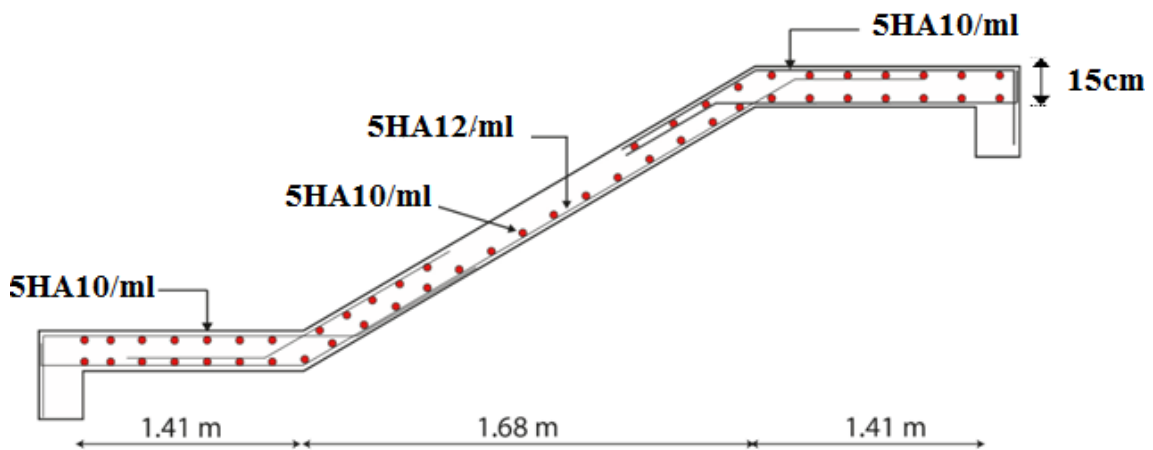


Figure. III.24. Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier.

III.3.6 Calcul de la volée n⁰ (2,4)

Ce calcul se fait comme pour une poutre continue sur deux appuis. Les deux appuis étant la poutre brisée et le voile de la cage d'ascenseur.

Calcul à l'ÉLU

$$G_V = 7.48KN / m^2, Q_V = 2.5KN / m^2, q_u = 13.85KN / m^2, q_s = 9.98KN / m^2; P_S = 1KN; P_u = 1.35KN$$

Les sollicitations sont calculées par la méthode RDM

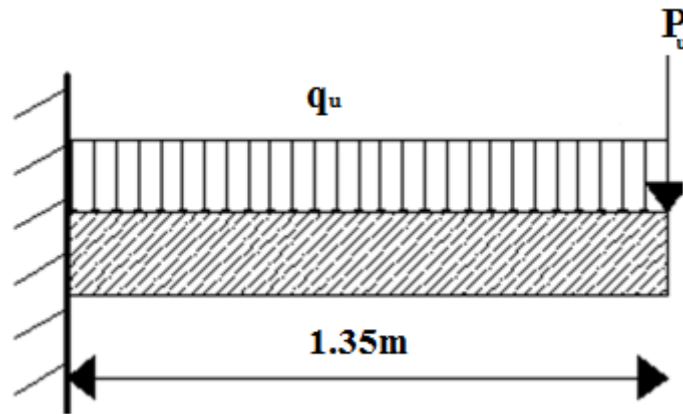


Figure. III.25. schémas statique de la volée(2,4)

➤ A L'ELU :

$$V^{max} = 20.05KN, M^{max} = 14.44KN.m$$

➤ A L'ELS :

$$V^{max} = 14.47KN, M^{max} = 10.44KN.m$$

Moments en travée et appui

$$\begin{cases} M_t = 0.75 \times 14.47 = 10.85KN.m \\ M_a = 0.5 \times 14.47 = -7.23KN.m \end{cases}$$

Tableau III .33.Les sollicitations sur volée (2et4)

	$M_0(KN.m)$	$M_u^{max}(KN.m)$	$V^{max}(KN)$
ELU	14.47	10.85	20.05
ELS	10.44	7.83	/

Tableau III .34.Ferraillage de la volée (2et4)

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm^2 / ml)	A_{min} (cm^2 / ml)	A_{adop} (cm^2 / ml)	$A_{rép}$ (cm^2 / ml)
poutre	10.85	0.045	0.057	0.127	2.45	1.2	4HA12=4.52	4HA10=3.14

➤ Espacement des barres (FPN) :

c) Armatures principales :

En travée $S_t = 20 \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm \dots \dots \text{vérifiée.}$

Vérification à l'ELU :

a)Vérification de l'effort tranchant :

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{V}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPA\right)$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{20.05 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.154MPA$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPA\right) = 1.17MPA$$

Donc :

$\tau_u = 0.154MPA < \bar{\tau}_u = 1.17MPA$...pas de risque de repture par cisaillement.

b) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow 3.14 \text{ cm}^2/ml > \left(20.05 \times 10^{-3} - \frac{10.85 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}\right) \times \frac{1.15}{400}$$

$$= -2.09 \text{ cm}^2/ml$$

Vérification à l'ELS :

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

vérifications à faire sont :

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

Tableau III .35.Vérification de l'état limite de compression du béton.

	$M_{ser}(KN.m)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	7.83	3.57	7545.75	3.70	15	vérifiée

b) Vérification de la limite de déformation :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} > \max\left(\frac{M_t^x}{20 \times M_{0x}}; \frac{3}{80}\right) \Rightarrow \frac{15}{135} = 0.111 > \frac{7.83}{20 \times 10.44} = 0.0375 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.00035 < 0.105 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Alors la vérification a la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Schéma de ferrailage :**

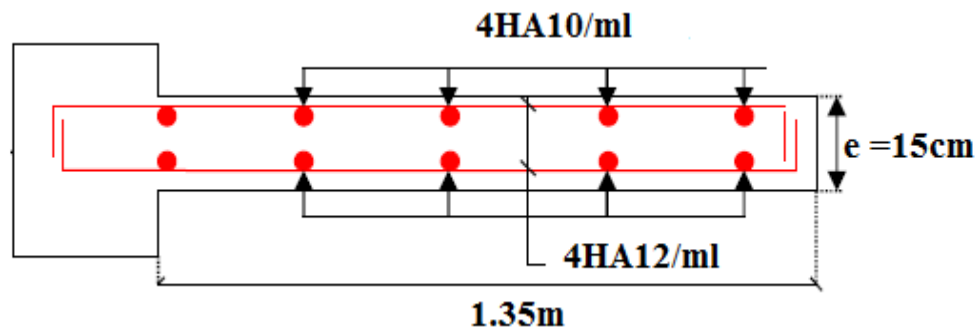


Fig.III.26. Schéma de ferrailage de la (2et4)ème volée

III.3.7 Calcul de la poutre palière

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

De notre projet on va étudier la partie la plus sollicitée

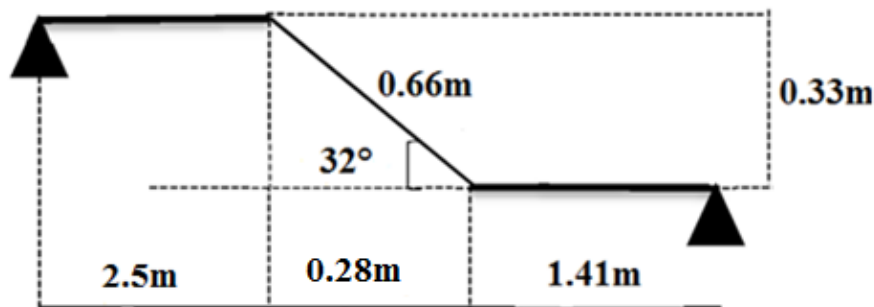


Fig.III.27. Schéma statique de la poutre palière de l'escalier

-Dimensionnement

L'exigence de RPA99 (art 7.5.1) :

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30\text{cm} \leq h \leq 45\text{cm}$$

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ h/b = 1.33 \leq 4 \end{cases}$$

On prend : $h=40\text{cm}, b=30\text{cm}$.

La poutre brisée est soumise à la flexion simple, en outre elle est soumise à la torsion.

Calcul des sollicitations : la méthode la RDM.

$$G_0 = 25 \times 0.4 \times 0.3 = 3\text{KN/ml} \Rightarrow \text{la partie horizontale.}$$

$$G_1 = 25 \times 0.4 \times 0.3 / \cos 32 = 3.54 \text{KN/ml} \Rightarrow \text{la partie inclinée.}$$

$$G_2 = 2.76 \times 1.16 = 3.86 \text{KN/ml} \Rightarrow \text{la charge du mur.}$$

- La charge transmise par l'escalier

$$\text{A l'ELU} \begin{cases} R_{v1} = 27.25 \text{KN / ml} \\ R_{v2} = 18.69 \text{KN / ml} \\ R_{v3} = 27.25 \text{KN / ml} \end{cases}$$

$$\text{A l'ELS} \begin{cases} R_{v1} = 19.56 \text{KN / ml} \\ R_{v2} = 13.47 \text{KN / ml} \\ R_{v3} = 19.56 \text{KN / ml} \end{cases}$$

✓ Schéma statique

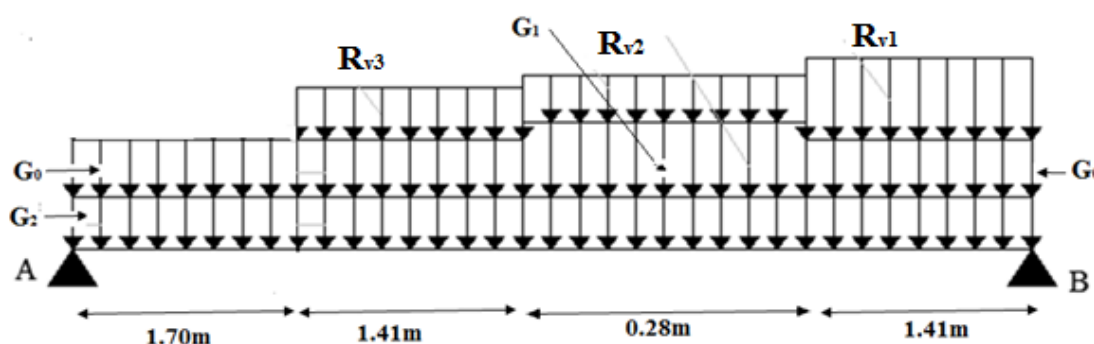


Fig.III.28. Schéma statique de la poutre palière de l'escalier

Tableau III.36. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

	RA(KN)	RB(KN)	M0(KN.m)	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)	Vu(KN)
ELU	48.19	73.34	75.38	37.69	64.07	73.34
ELS	35.08	53.15	54.67	27.33	46.45	53.15

• Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple

Tableau III.37. Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A cal (cm ²)	Amin (cm ²)
En travée	64.07	0.104	0.138	0.36	5.13	6
En appui	37.69	0.061	0.079	0.37	2.94	6

✓ Exigence de RPA

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 6 \text{cm}^2$$

$$A = A^t + A^a = 5.13 + 2.94 = 8.07 \text{cm}^2 > A_{min} = 6 \text{cm}^2$$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$$

$$\tau_u = \frac{73.34 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.07 \frac{25}{1.15}, 4MPa\right)$$

$$\tau_u = 0.64MPa \leq \bar{\tau}_u = 1.17MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ Armatures transversales à la flexion simple :

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 34.2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.6 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0.3f_{c28}) \times b \times S_t}{0.8f_e} = -12.86 \text{ cm} < 0.$$

Donc $A_t = 0.80 \text{ cm}^2$

b. Calcul à la torsion

$$M_t = R \times \frac{L}{2} \begin{cases} M_{t1} = R_1 \times \frac{L_1}{2} = 14.99 \text{ KN.m} \\ M_{t2} = R_2 \times \frac{L_2}{2} = 5.51 \text{ KN.m} \\ M_{t3} = R_3 \times \frac{L_3}{2} = 19.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Schéma statique

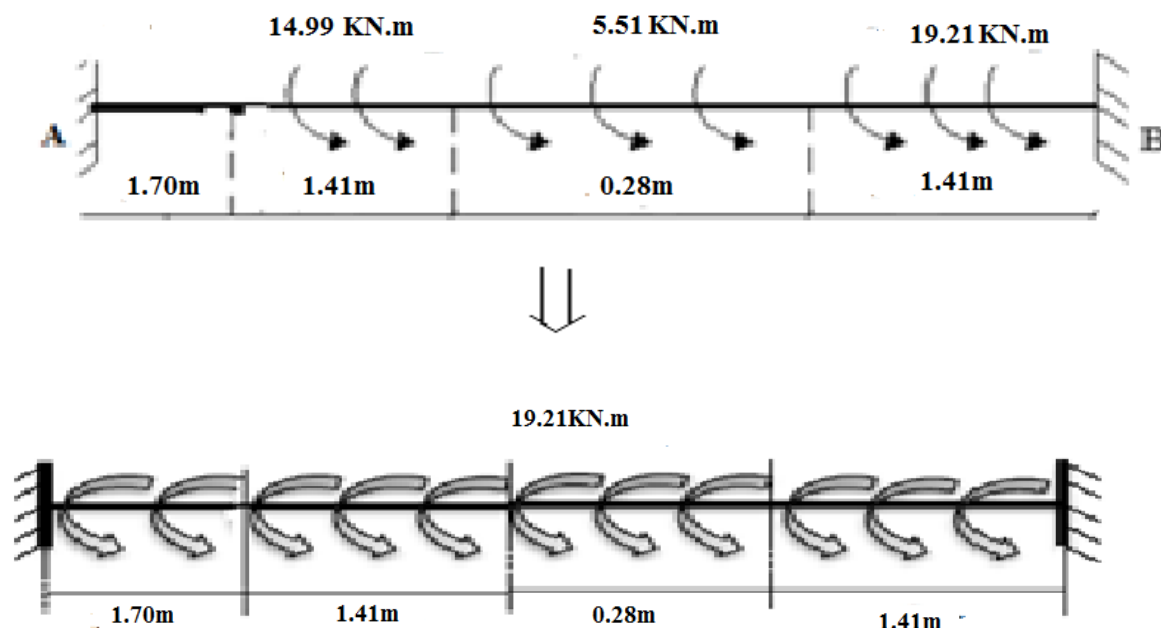


Figure III.29. schéma statique de la poutre à l'effort de torsion

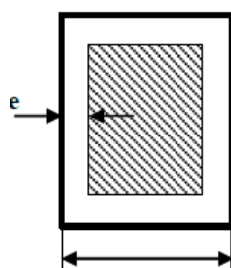
Le moment maximum aux appuis :

$$M_t = 19.21 \text{ kN.m}$$

$$M_T = \frac{M_t \times l}{2} = 43.22 \text{ kN.m}$$

• Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e}$$



$$e = \frac{1}{6} \times b = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = 875 \text{ cm}^2$$

$$\tau_T = \frac{19.21 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0875 \times 0.05} = 2.19 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que : $\tau < \bar{\tau}$

$$\tau = \sqrt{(\tau_T)^2 + (\tau_u)^2} = \sqrt{(2.19)^2 + (0.64)^2} = 2.28 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33MPa.$$

$\tau = 2.28MPa < \bar{\tau} = 3.33MPa \dots \dots \dots$ Pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ **Armatures longitudinales en torsion :**

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 120cm$$

$$A_l = \frac{43.22 \times 10^{-3} \times 1.2 \times 1.15}{2 \times 0.0875 \times 400} = 8.52cm^2$$

❖ **Armatures transversales en torsion :**

$$A_t = \frac{M_T \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$S_t = 20cm$$

$$A_t = \frac{43.22 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 0.0875 \times 400} = 1.45cm^2$$

➤ **Ferraillage de la poutre palière :**

Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{flexion\ simple} + A_t^{torsion}$$

$$A_t = 0.8 + 1.45 = 2.22cm^2$$

Armatures longitudinales :

En appui :

$$A_a^l = A_a^{flexion\ simple} + \frac{1}{2}A_l^{torsion}$$

$$A_a^l = 7.2cm^2$$

En travée :

$$A_t^l = A_l^{flexion\ simple} + \frac{1}{2}A_l^{torsion}$$

$$A_t^l = 9.39cm^2$$

$$\text{Choix de ferrailage} \begin{cases} \text{pour travée on choisit} \Rightarrow A_t^l = 4HA14 + 4HA12 = 10.68\text{cm}^2 \\ \text{pour travée on choisit} \Rightarrow A_a^l = 4HA14 + 2HA12 = 8.42\text{cm}^2 \\ \text{pour } A_{\text{ion}} \text{ choisit } 2 \text{ cadre de } \Phi 8 = 2.00 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ Schéma de ferrailage :

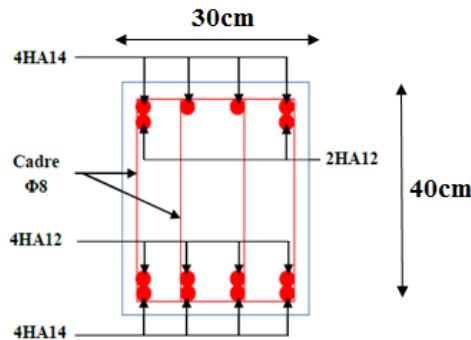


Figure. III.30. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

Calcul à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans béton. Les calculs à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_{sc} \times (y - \bar{d}) - 15 \times A_{st} \times (d - y) = 0$$

$$15y^2 + 15 \times 8.42 \times (y - 2) - 15 \times 10.68(38 - y) = 0$$

$$15y^2 + 286.5y - 6340.2 = 0$$

$$y = 13.12\text{cm.}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_{sc} \times (y - \bar{d})^2 + 15 \times A_{st} \times (d - y)^2$$

$$I = 137367.69\text{cm}^4$$

Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{46.45 \times 10^{-3}}{137367.69 \times 10^{-8}} \times 13.12 \times 10^{-2} = 4.436 \text{ MPA}$$

Donc $\sigma_{bc} = 4.436 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA}$condition vérifier.

Etat limite de déformation :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.089 \geq 0.062 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \Rightarrow 0.089 \geq 0.425 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0078 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

III.4. Ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction. L'ascenseur qu'on étudie est pour 8 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :

$B_s = 1.6m, T_s = 1.80m, HK = 2.2m, P_m = 15KN, D_m = 51KN, F_e = 145KN, v = 1m / s$

- B_s, T_s, HK sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

- F_e : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur est .

- D_m : charge due à l'ascenseur.

- P_{per} Le poids propre de l'ascenseur est de 630 kg

- v : la vitesse

Donc : $g = D_m + P_m + P_{per} = 72.3KN$

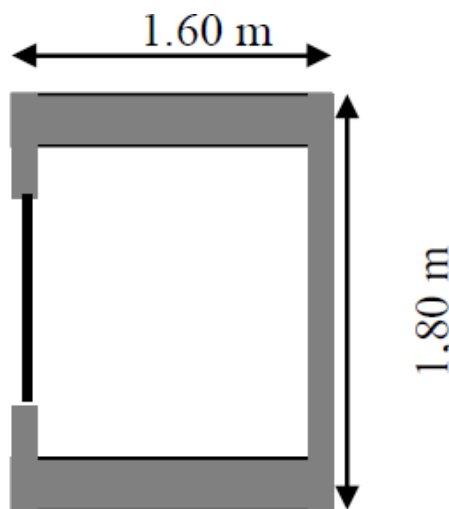


Figure. III.31. Cage d'ascenseur.

➤ **Etude de la dalle pleine de l'ascenseur :**

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes. On a $l_x = 160\text{cm}$; $l_y = 180\text{cm}$; $S = 2.88\text{m}^2$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}; \rho = \frac{160}{180} = 0.88 \geq 0.4 \Rightarrow \frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40} \Rightarrow 3.55\text{cm} \leq e \leq 4\text{cm}$$

Donc c'est la condition de coupe-feu qui est la plus défavorable :

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

Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75\text{KN} / \text{m}^2 \text{ Poids de la dalle en béton armé}$$

$$G_2 = 20 \times 0.03 = 0.6\text{KN} / \text{m}^2 \text{ Poids du mortier de pose de 3cm}$$

$$G_3 = 0.1\text{KN} / \text{m}^2 \text{ Poids de l'isolant thermique}$$

$$G_4 = 22 \times 0.03 = 0.66\text{KN} / \text{m}^2 \text{ Poids de la forme de pente méta chape}$$

$$G_5 = 22 \times 0.02 = 0.44\text{KN} / \text{m}^2 \text{ Poids du revêtement dallage colle}$$

$$G_T = 5.55\text{KN} / \text{m}^2$$

$$G'' = \frac{F_e}{S} = \frac{145}{2.88} = 50.34\text{KN} / \text{m}^2 \text{ Poids de la machine.}$$

$$G_T + G'' = 55.89\text{KN} / \text{m}^2$$

Cas d'une charge répartie

➤ **Calcul de la sollicitation :**

A L'ELU :

$$P_{total} = 1.35 \times G_{total} + 1.5 \times Q = 76.65\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} U_x = 0.0476 \\ U_y = 0.7438 \end{cases}$$

$$M_x^0 = \mu_x \times P_{total} \times l_x^2 = 9.34\text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 6.95\text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_x^t = 7.02\text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y^t = 5.21\text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_x^a = M_y^a = -4.67\text{KN} \cdot \text{m}$$

Ferraillage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m et de longueur et 15 cm d'épaisseur à la flexion simple.

Tableau III.38. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous del'ascenseur.

En travée					
Sens	Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ²)
X	7.02	0.027	0.034	0.128	1.57
Y	5.21	0.025	0.026	0.1285	1.17
En appui					
X et Y	-4.67	0.022	0.022	0.128	1.05

Vérification à l'ELU :

On calcul A min: on a des HAF_eE400⇒ $\rho_0 = 0.0008$; e = 15cm ; b = 100cm ;

$$\rho = 0.88$$

$$FPN \left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_c}{\gamma_b} ; 5MPa \right] = 3.33MPa \\ S_{tx} \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_{tx} \leq 33cm \\ S_{ty} \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_{ty} \leq 45cm \end{array} \right.$$

$$\tau^{lim} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17MPa$$

Tableau .III.39. Vérification de la section d'acier.

sens	A min(cm ² /ml)	S _t	A _y ^t	A _x ^t / 4	Aadopté
x-x	1.27	25	1.2 ≤ 0.3775		En travée et en appui A _x ^t = 4HA12 = 4.52
y-y	1.2	25			En travée et en appui A _y ^t = 4HA12 = 4.52

Tableau.40. Vérification de l'effort tranchant

V _U	τ_U	τ^{lim}	Obs	τ_{adm}	Obs
37.89	0.28	1.17	A _i ne sont pas	3.33	vérifiée

			<i>nécessaire</i>		
--	--	--	-------------------	--	--

Vérification à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 56.89 \text{KN/m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \end{array} \right\} \text{ (Annexe II)}$$

$$M_0^x = \mu_x \times (q_s \times l_x^2) = 7.95 \text{KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 6.53 \text{KN.m}$$

$$M_{ser}^{tx} = 0.75 \times M_0^x = 5.96 \text{KN.m}$$

$$M_{ser}^{ty} = 0.75 \times M_0^y = 4.84 \text{KN.m}$$

On FPN \Rightarrow vérification de la contrainte de béton comprimé.

$$A_x = 3.14 \text{cm}^2, b = 100 \text{cm}; d = 13.5 \text{cm}$$

$$\text{On trouve : } y = 3.12 \text{cm}; I = 6087 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc}^{x-x} = 3.05 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{y-y} = 3.05 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

➤ **La flèche :** Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} > \frac{M_t^x}{20 \times M_{0x}} \Rightarrow \frac{15}{160} = 0.093 > \frac{5.96}{20 \times 7.95} = 0.037 \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0.0023 < 0.105 \end{array} \right.$$

➤ **La flèche :** Sens y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} > \frac{M_t^y}{20 \times M_{0y}} \Rightarrow \frac{15}{180} = 0.083 > \frac{4.84}{20 \times 6.53} = 0.037 \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0.0023 < 0.105 \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont satisfaites donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Cas de charges concentrées :

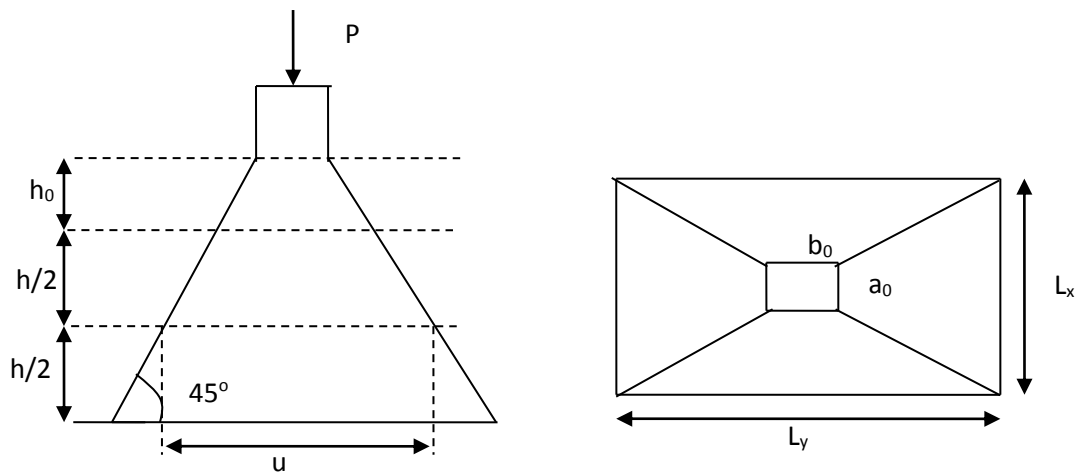


Figure.III.32:L'ascenseur

La charge P qui s'applique sur la dalle est une surcharge d'impact ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire ($u \times v$).

On calcule le rectangle d'impact ($u \times v$).

$$u = a_0 + h_0 + 2\xi h$$

$$v = b_0 + h_0 + 2\xi h$$

Avec : a_0 et u : dimension // à L_x

b_0 et v : : dimension // à L_y

($a_0 \times b_0$) surface du chargement de la charge concentrée

h : Epaisseur du revêtement

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi=1$)

$$(a_0 \times b_0) = (80 \times 80) \text{ cm}^2$$

$$u = 80 + 15 + 2 \times 0.75 \times 5 = 102 \text{ cm}$$

$$v = 80 + 15 + 2 \times 0.75 \times 5 = 102.5 \text{ cm}$$

Calcul les moments :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q \text{ BAEL 91 (article IV.3)}$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)q$$

ν : coefficient de poisson

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

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de PIGEAUD

➤ **ELU**

$$v = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.064 \\ M_2 = 0.0724 \end{cases} \text{ (Annexe III)}$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{102.5}{160} = 0.64$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{102.5}{180} = 0.56$$

$$G = 72.3 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35G = 97.605 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 0.085 \times 97.60 = 8.296 \text{ KNm}$$

-Moment dû aux poids propre de la dalle

$$M_{x2} = 1.08 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = 0.80 \text{ KNm.}$$

-La superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.296 + 1.08 = 9.37 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.636 + 0.682 = 10.782 \text{ KNm.}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec $h = 20 \text{ cm}$

-Moment en travées

$$M_t^x = 0.75 \times 9.37 = 7.02 \text{ KNm.}$$

$$M_t^y = 0.75 \times 7.43 = 5.57 \text{ KNm.}$$

-Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 9.37 = -4.68 \text{ KNm.}$$

Tableau. III.41. Les résultats sont résumés dans le tableau

Sens	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$A_t \text{ calculé}(\text{KN.m})$	$A_t \text{ min}(\text{KN.m})$
x-x	7.02	-4.68	1.51	1.13
y-y	5.57	-4.68	1.35	1.13

Vérification a l'ELU : on a un chargement concentré et **FPN**

$$S_t \leq \begin{cases} \min(3e, 25\text{cm}) \\ \min(3e, 33\text{cm}) \end{cases} \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

Tableau.III.42. ferrailage de dalle de l'ascenseur

sens	$A \text{ min}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	S_t	A_y^t	$A_x^t / 4$	$A_{\text{adopté}}$
x-x	1.272	25			En travée et en

			$1.35 \leq 0.377$	appui $A_x^t =$ 4HA12 = 4.52
y-y	1.2	25		En travée et en appui $A_y^t =$ 4HA12 = 4.52

-Vérification au non poinçonnement

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b} \text{BAEL91 (article V.3.c)}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

h : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u + v) = 410 \text{ cm}$$

$$q_u = 97.60 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 4.10 \times 0.15 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 461.5 \text{ KN}$$

la condition est vérifiée.

- Vérification de la contrainte tangentielle

-Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{2u + v} = 31.74 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 0.235 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

➤ P'ELS :

1) Les moments engendrés par le système de levage

$$q_{\text{ser}} = G = 72.3 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q_{\text{ser}} = (0.085 + 0.2 \times 0.068) \times 72.3 = 7.12 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q_{\text{ser}} = 6.14 \text{ KNm.}$$

2) Les moments dus aux poids propre de la dalle

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 5.88 + 1 = 6.88 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0545 \times 6.88 \times 1.6^2 = 0.91 \text{ KNm.}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.8216 \times 1.8 = 0.75 \text{ KN.m}$$

3) La superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.03 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.69 \text{ KNm.}$$

-Vérifications des contraintes

-Moment en travées

$$M_t^x = 6.02 \text{ KNm.}$$

$$M_t^y = 6.89 \text{ KNm}$$

-Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = -4.015 \text{ KNm.}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A + A') \times y - 15 \times (d \times A + d' \times A') = 0$; avec : $A' = 0$.

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

Tab III.43. Résultats de calcul des contraintes

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)
Travée	x-x	6.02	3.14	3.12	6087.13	3.08
	y-y	5.16	3.14	2.92	4713.12	3.09

En travée

Sens x-x : $\sigma_{bc} = 3.08 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$ vérifiée.

Sens y-y : $\sigma_{bc} = 3.19 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$ vérifiée.

En appuis : $\sigma_{bc} = 2.48 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$ vérifiée.

➤ **La flèche :**

$$\frac{h_t}{l_x} > \max\left(\frac{M_t^x}{20 \times M_{0x}}; \frac{3}{80}\right) \Rightarrow 0.094 > 0.037 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 3.14 < 6.75 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Schéma de ferrailage

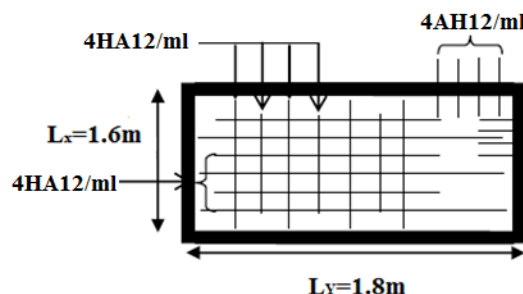


Figure.III.33. Schéma de ferrailage de la dalle de la locale machinerie.

III.5 Etude de l'acrotère :

Les dimensions de l'acrotère sont adoptées d'après les plans d'architecture comme elles

sont montrées sur la figure II.34 avec : $S = 0.07525\text{m}^2$

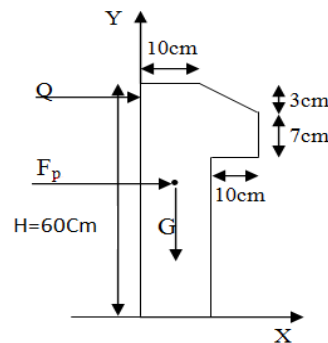


Figure III.34 .Coupe sur l'acrotère.

Hypothèse de calcul :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

La fissuration est nuisible.

Le calcul sera fait en flexion composée.

Poids de l'acrotère

W_p = Le poids propre de l'acrotère + Le poids d'enduit en ciment

$$W_p = 2.145 \text{ KN}$$

Charge sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \text{RPA99 (article 6.2.3)}.$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1 de RPA99)

W_p : Poids de l'élément considéré

Pour notre cas : Groupe d'usage 2, zone IIa

$$\begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \end{cases}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.145 = 1.029 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitations :

a) Calcul du centre de pression

$$x_g = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A} = \frac{15 \times (60 \times 10) + 15 \times (10 \times 8) + 13.33 \times \left(\frac{2 \times 10}{2}\right)}{(60 \times 10) + (10 \times 8) + \left(\frac{2 \times 10}{2}\right)} = 6.28 \text{ cm}$$

$$y_g = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A} = \frac{30 \times (60 \times 10) + 54 \times (10 \times 8) + 58.67 \times \left(\frac{2 \times 10}{2}\right)}{(60 \times 10) + (10 \times 8) + \left(\frac{2 \times 10}{2}\right)} = 33.20 \text{ cm}$$

a) Moment engendré par les sollicitations

$$N_G = 2.145 \text{ kn} \Rightarrow M_G = 0$$

$$N_Q = 0 \Rightarrow M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$N_{FP} = 0 \Rightarrow M_{FP} = F_P \times Y_G = 1.029 \times 0.332 = 0.34 \text{ KN.m}$$

- Combinaison d'action

Les résultats de calculs sont illustrés dans le tableau ci-dessus

Tableau III.44. Combinaison d'action

Sollicitation	RPA99/V2003	ELU	ELS
Combinaison de charger	G+G+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	2.145	2.89	2.145
M(KN.m)	0.94	0.9	0.6

Calcul d'excentricité :

La combinaison à considérer est : 1.35G+1.5Q

$$N_u = 2.89 \text{ KN} ; M_u = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.89} = 0.3114 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m}$$

$$e_0 > \frac{h}{6}$$

La section est partiellement comprimé \Rightarrow le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer e_0 par e (L'excentricité réelle de calcul).

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, lies à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(\frac{L}{250}, 2 \text{ cm}\right) = \max(0.24, 2 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h_0} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

Telle que :

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 10\text{cm}$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} = 0.00432\text{m}$$

$$\text{Donc : } e = 0.3114 + 0.02 + 0.00432 = 0.3357\text{m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 2.89\text{KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 2.89 \times 0.3357 = 0.9702\text{KN.m}$$

Ferraillage de l'acrotère :

- Calcul à l'ELU :

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

On a :

$$\frac{h}{6} < e_0$$

La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.9702 + 2.89 \times (0.08 - 0.05) = 1.056\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.056 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0116 < \mu_L = 0.392$$

Donc $A' = 0$

$\mu_{bu} < 0.186$ alors Pivot A

$$\varepsilon_{st} = 10^0/00$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA} \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.0146$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.08 \times (1 - 0.4 \times 0.0146) = 0.075 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{0.9702 \times 10^{-3}}{0.075 \times 348} = 3.95 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.395 \text{ cm}^2$$

$$A = A_l - \frac{N_u}{f_{st}} = 3.95 \times 10^{-5} - \frac{2.89 \times 10^{-3}}{348} = 3.11 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.311 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :

1) La condition de non fragilité :

$$A_{min} = \left[\frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \right] = \frac{0.23 \times 1 \times 0.08 \times 2.1}{400} = 9.66 \times 10^{-5} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A_{calculée}$$

Alors on ferraille avec

$$A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

On opte pour $4HA8=2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit $4\emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = F_p + Q = 1.029 + 1 = 2.029 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right] = \min \left[0.15 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPA} \right] = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{2.029 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0253 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u$$

Donc il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement.

Espacement :

1. Armatures principale : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}$ on opte pour $S_t = 25 \text{ cm}$

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq \frac{60}{3} = 20\text{cm}$ on opte pour $S_t = 15\text{cm}$

Vérification de l'adhérence :

$$\xi_{es} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \text{RPA (Article. A. 6. 1, 3)}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048\text{cm}$$

$$\xi_{es} = \frac{2.029 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 10.048 \times 10^{-2}} = 0.280\text{MPa}$$

$$\bar{\xi}_{es} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} \text{(RPA Article. A. 6. 1, 21)}$$

Ψ est le coefficient de scellement = 1.5 Pour les HA

$$\bar{\xi}_{es} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$$

$$\xi_{es} < \bar{\xi}_{es}$$

Pas de risque par rapport à l'adhérence.

- **Vérification à l'ELS :**

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{\mu_t} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 150\eta\right)$$

Telle que : $\eta = 1.6$ pour H.A

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.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.6}{2.145} + \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.3097\text{m}$$

$e_1 > d$ "c" à l'extérieur de section.

$$c = 0.08 - 0.3097 = -0.259\text{m}$$

$$y = y_c + c, \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$q = -2c^3 + 90A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$q = -2 \times -0.259^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 + 0.259)^2}{1} = 0.0368m^3$$

$$p = -3c^2 + 90A \times \frac{(d - c)}{b}$$

$$p = -3 \times -0.259^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.08 + 0.259}{1} = -0.199m^2$$

On remplace le 'p' et 'q' dans l'équation :

$$y_c^3 - 0.199y_c + 0.0368 = 0$$

$$\text{Alors } y_c = -0.3m$$

$$\text{Donc } y = 0.019m$$

$$\begin{aligned} \mu_t &= \frac{b \times y}{2} - 15A \times (d - y) = \frac{1 \times 0.019}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.08 - 0.019) \\ &= 0.00935m^3 \end{aligned}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.81}{0.00935} \times 0.019 = 3.678MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{1.81 \times 10^{-3}}{0.00935} \times (0.07 - 0.019) = 0.148MPa \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa$$

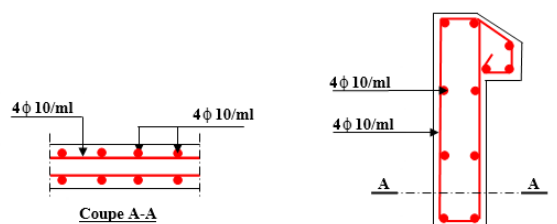


Figure.III.35. Schéma de ferrailage de l'acrotère



CHAPITRE 04

Etude dynamique

IV. Introduction

Vue que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité **IIa**, cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure afin d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, pour obtenir une sécurité satisfaisante de l'ensemble de l'ouvrage pour cela, on a utilisé le logiciel **SAP2000.V.14**.

IV.1. METHODES DE CALCUL

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ▶ La méthode statique équivalente.
- ▶ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ▶ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.1.2 Méthode statique équivalente:

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

IV.1.2.2 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul total : RPA99 (Article 4.2.3)

L'effort sismique V , appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zoneRPA99 (Tableau4.1)

Le coefficient dépend de deux paramètres:-Groupe d'usage: groupe **2**

- Zone sismique: zone **IIa** $\Rightarrow A = 0.15$

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. RPA99 (Tableau4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc $R = 5$.

- Q :Facteur de qualities.

La valeur de Q est déterminée par la formule 4.4 donnée au RPA :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q .$$

- P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir pour les deux sens (x et y) sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q .

“ Critère q ”	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement		0.05
2- Redondance en plan		0.05
3- Régularité en plan		0.05
4- Régularité en élévation		0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	0	
6- Contrôles d'exécution	0	

$Q_x = Q_y = 1.2$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$W = \sum_{i=1}^n W_i$ Avec $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$ RPA99 (Formule 4.5).

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 (RPA99).

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération $\Rightarrow \beta = 0.2$.

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel SAP2000 la valeur trouvée est : $W = 35633.779KN$

- D : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & \dots \dots \dots 0 < T < T_2 \\ 2.5 \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{3}{2}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots \dots \dots T \geq 3s \end{cases} \dots \dots \dots RPA99 (Formule 4 - 2).$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. RPA 99 (Tableau 4.7)

Puisque le sol a une capacité portante de 0.2 MPa et d'après le tableau 3.2 du RPA99, on trouve que les caractéristiques correspondent à un site de catégorie S₂, donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.4s \end{cases}$$

- **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Où est $\xi(\%)$ le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend $\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$ pour un contreventement mixte.

Donc:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.81 \geq 0.7$$

$$T_C = C_T \times H_n^{\frac{3}{4}}$$

$H_n = 37m$ (Hauteur totale de la structure)

$C_T = 0.05$ (Coefficient qui dépend du type de contreventement du bâtiment et du remplissage) **RPA99(Tab.4.6)**

$$T_C = 0.75s$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0.09H / \sqrt{L} \text{ (RPA99) Formule (4-7)}$$

L: Dimension du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions

$$L_x = 17.2m; L_y = 24; 58m$$

$$\begin{cases} T_x = 0.75s \\ T_y = 0.672s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = \min(0.75s; 0.75s) = 0.75s \\ T_y = \min(0.672s; 0.75s) = 0.672s \end{cases}$$

Donc le Facteur d'amplification dynamique moyen :

$$\begin{cases} D_x = 1.342s \\ D_y = 1.444s \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_x = 0.75 \times 1.3 = 0.975s \\ T_y = 0.672 \times 1.3 = 0.871s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_{x\ sta} = 1721.539KN \\ V_{y\ sta} = 1852.386KN \end{cases}$$

II.2 Les méthodes dynamiques

IV.2.1 Méthode d'analyse modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réelle du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour laquelle la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le **RPA 99/version2003** pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétrique l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

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 du calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \dots\dots\dots(\text{Article .4. 3.3}).[2]$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 :Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Pour ce qui est le cas de notre étude, le spectre de réponse est donné par le logiciel (*Spectre*). (**Figure IV.1.**), le graphe donne $\frac{S_a}{g}$ en fonction du temps.

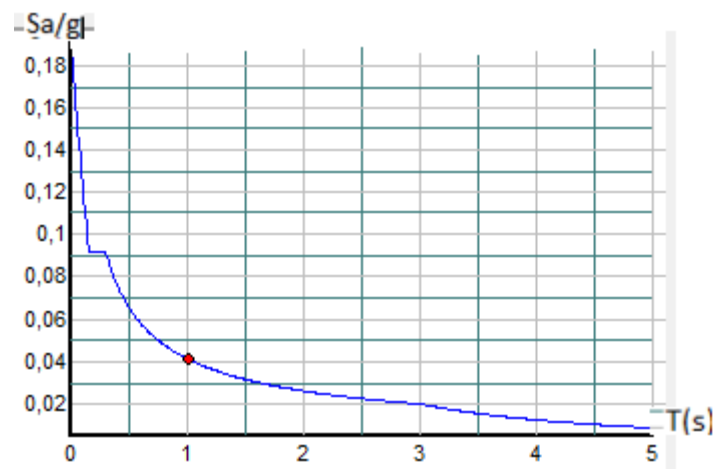


Figure IV.1: spectre de réponse.

IV.2.2. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

D'après l'article 4.3.4, les modes de vibrations à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doivent être tels que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.2.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique:

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

IV.2.4. Disposition des voiles de contreventement:

Vu l'irrégularité en plan et en élévation de notre structure, plusieurs dispositions de voiles ont été étudiées. Celle qui a été adoptée est représentée sur la figure IV.2.

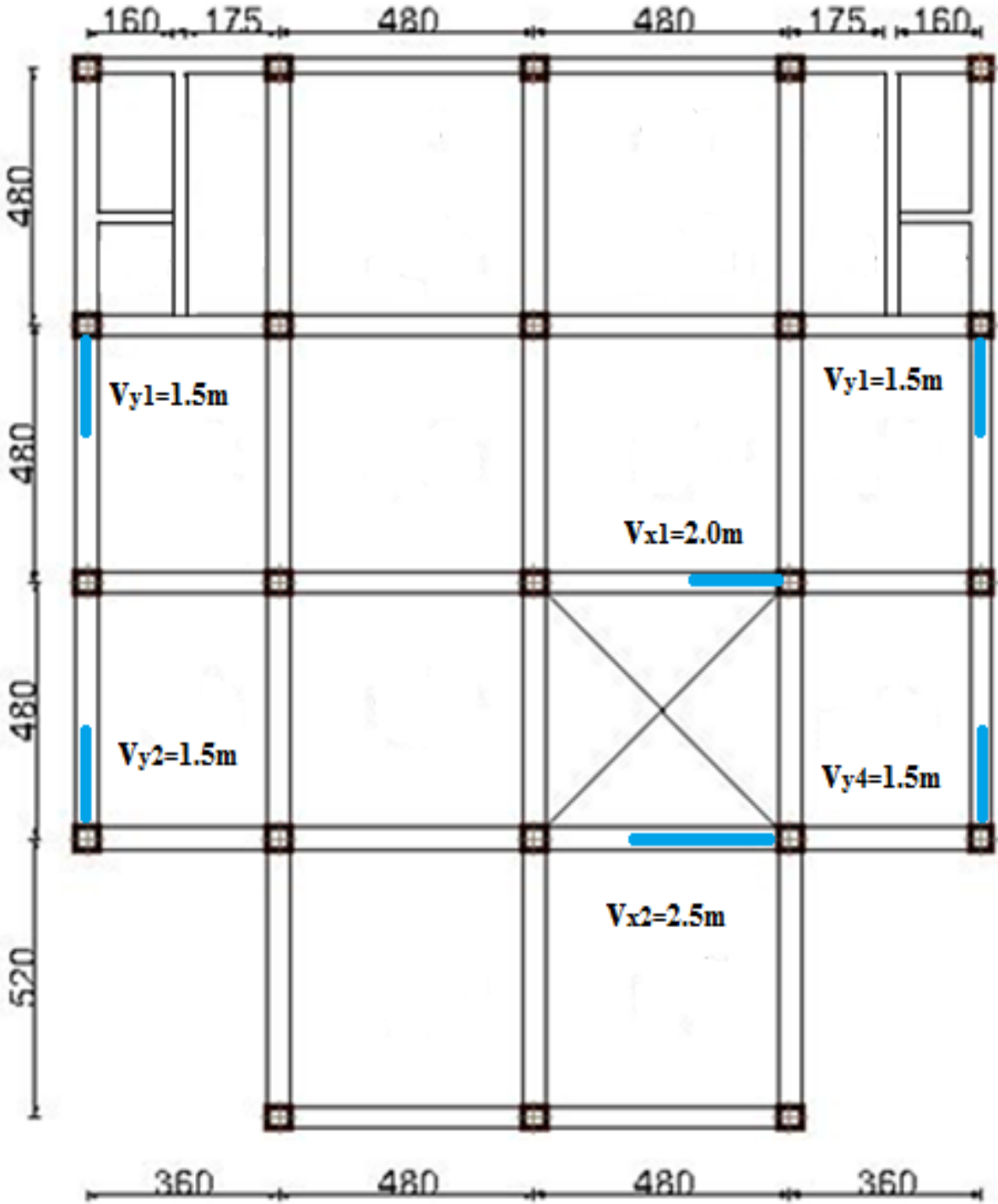


Figure .IV.2 Dispositions des voiles

IV.2.5. Résultats et discussions:

- Périodes de vibration et participation massique :

Tableau. IV.2. Période et taux de participation.

Modes	Période	Ux	Uy	Uz	Sum x	Sum y	Sum z
1	0,85122	0,01195	0,64319	0,000006096	0,00035	0,74663	0,00000785
2	0,839037	0,66852	0,01176	0,000002679	0,74018	0,74718	0,00000917
3	0,710857	0,00081	0,0021	1,634E-07	0,74501	0,7494	0,000009273
4	0,323617	0,00001606	4,352E-10	0,00079	0,74504	0,7494	0,00082
5	0,269186	0,00005881	0,09648	0,00001489	0,74505	0,86491	0,00084
6	0,256027	0,11549	0,00001883	0,0000114	0,87224	0,86491	0,00085
7	0,221448	0,00078	0,00014	0,00000399	0,87231	0,86504	0,00085
8	0,185106	1,449E-07	5,255E-07	0,00001982	0,87231	0,86505	0,00087
9	0,147321	7,355E-08	0,05094	0,00003069	0,87232	0,91956	0,00088
10	0,13903	0,05198	0,00001295	0,00012	0,921	0,91958	0,00093
11	0,120302	0,00645	0,00004319	0,00016	0,92748	0,91959	0,00098
12	0,099036	0,00013	0,00138	0,16601	0,92748	0,94693	0,00276

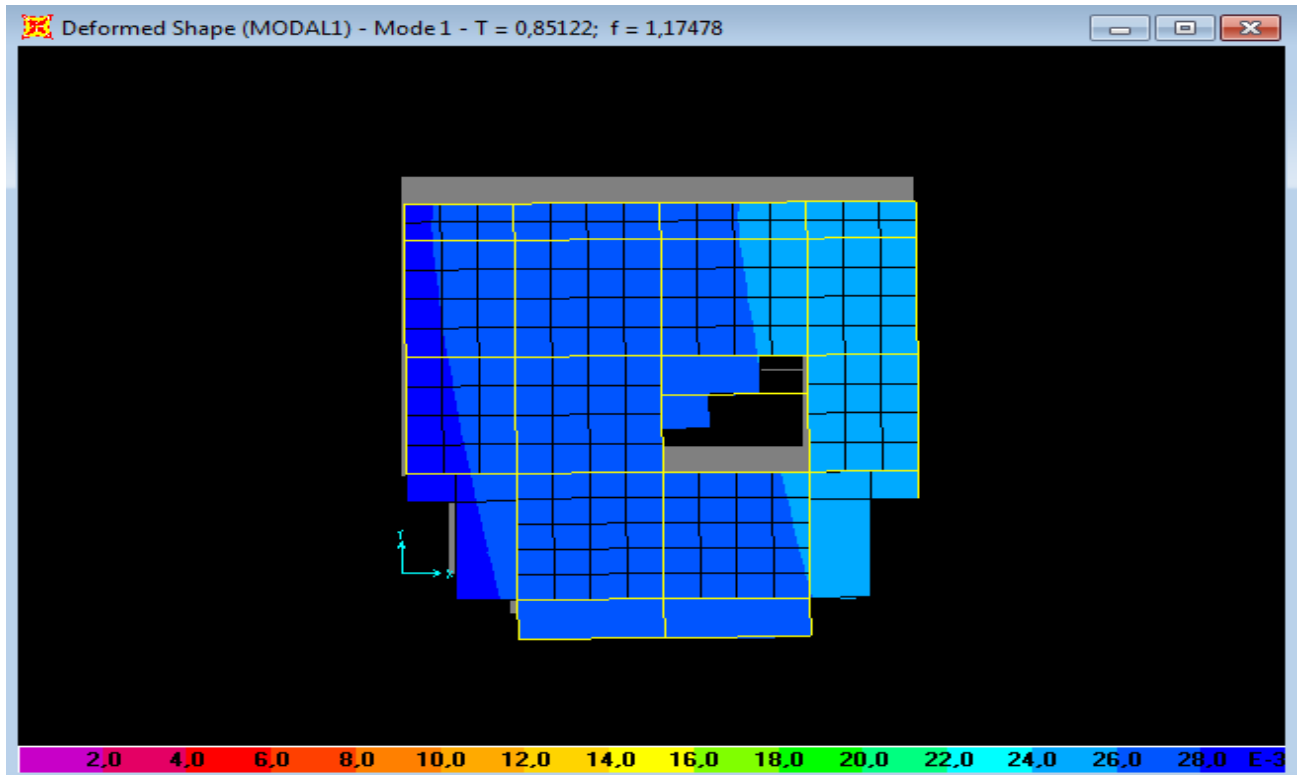


Figure. IV.3 1ère mode de déformation (Translation suivant y-y).

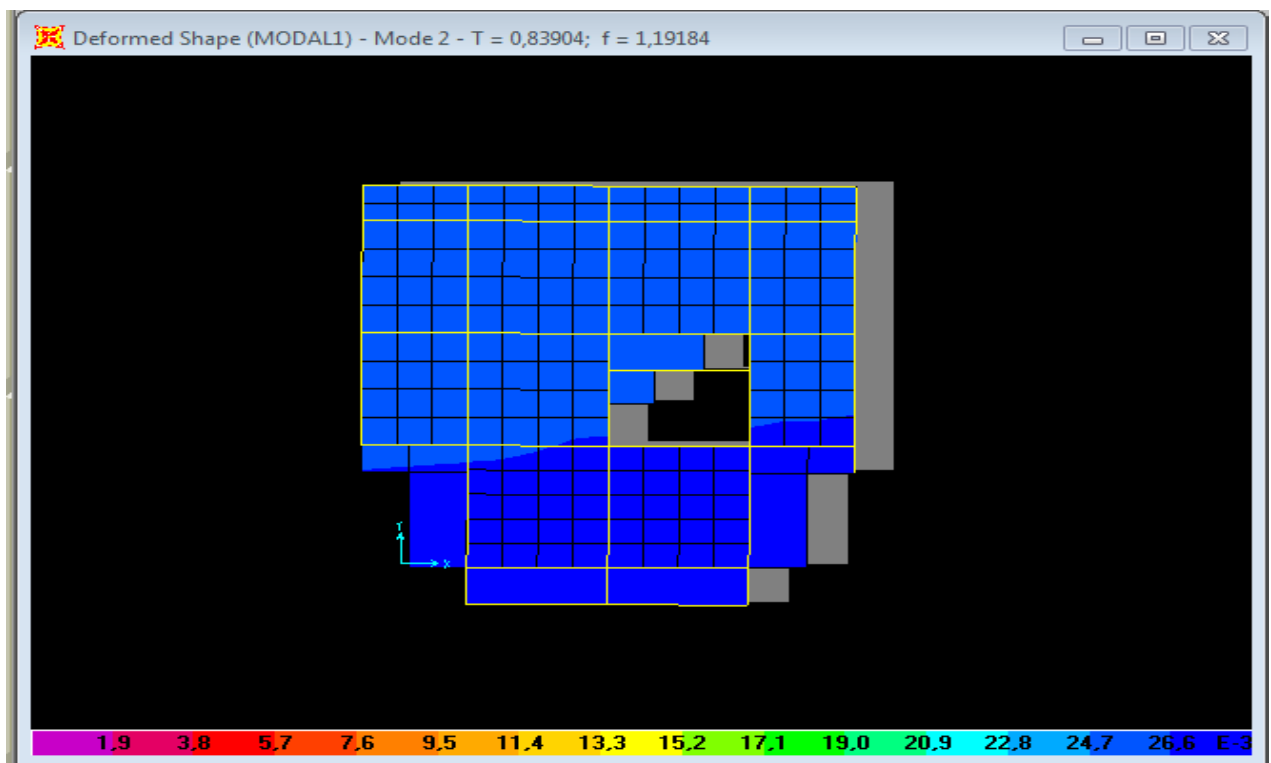


Figure. IV.4 2^{ème} mode de déformation (Translation suivant x-x).

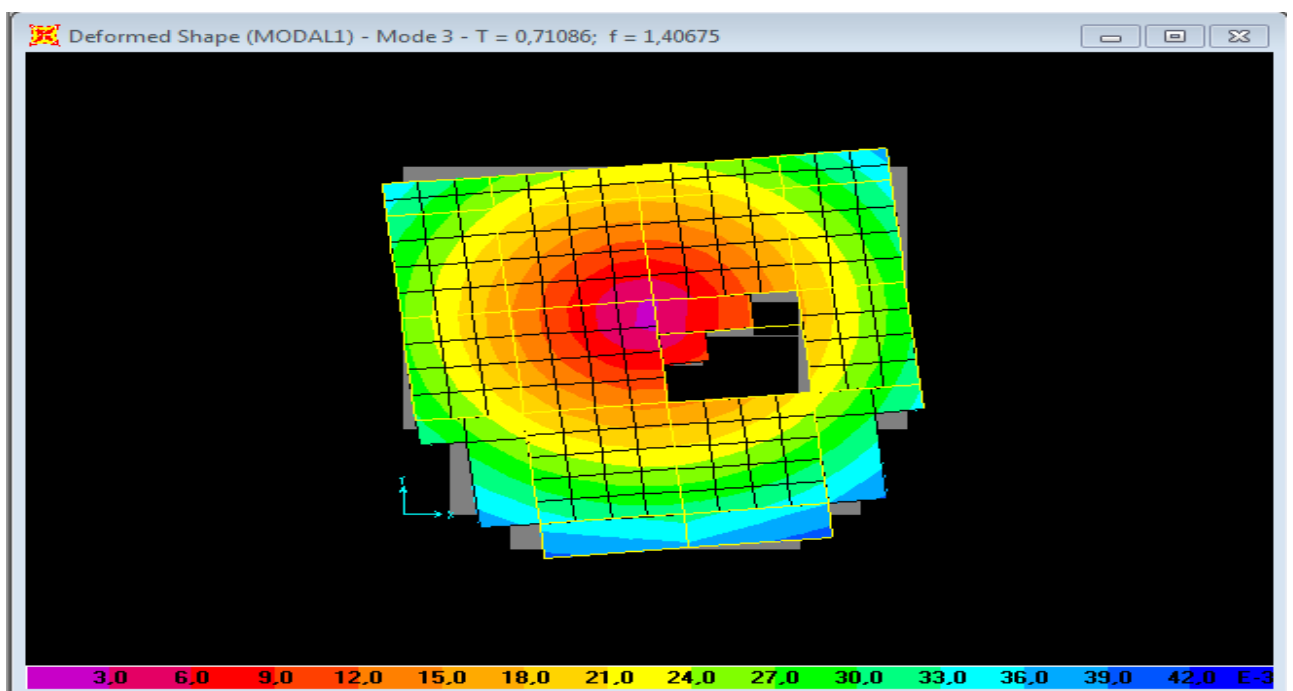


Figure. IV.5 3^{ème} mode de déformation (Torsion autour de z-z).

► Analyse des résultats

D'après les résultats obtenus dans le **tableau. IV.2** ci-dessus, on voit bien que le taux de participation des masses selon l'axe x-x atteint les 90% au bout de 10 modes, et selon l'axe

y-y au bout de 9 modes.

La participation modale du premier mode est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon l'axe y-y montré sur la figure précédente, pour le deuxième mode est donne un mode de translation selon l'axe x-x .

On constate aussi, que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorée de 30%.

$$\begin{cases} T_x = 0.75 \times 1.3 = 0.975s > T_{xdy} = 0.839s \\ T_y = 0.672 \times 1.3 = 0.871s > T_{ydy} = 0.851s \end{cases}$$

IV.3. Justification de l'interaction voiles portiques

IV.3.1 Sous charges verticales

$$\frac{\Sigma F_{Portique}}{\Sigma F_{Portique} + \Sigma F_{voile}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\Sigma F_{voile}}{\Sigma F_{Portique} + \Sigma F_{voile}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

Tableau IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage (KN)		Observation
	Portique	Voile	Portique	Voile	
Entre sol	30202.505	5431.274	84.75	15.25	vérifiée
RDC	26102.43	4926.751	84.12	15.88	vérifiée
1 ^{ere}	20992.847	4717.371	81.65	18.35	Vérifiée
2 ^{eme}	19575.44	4349.959	81.81	18.19	vérifiée
3 ^{eme}	16795.346	3978.5	80.84	19.16	Vérifiée
4 ^{eme}	14240.895	3436.426	80.56	19.44	vérifiée
5 ^{eme}	11448.085	2660.215	81.14	18.86	Vérifiée
6 ^{eme}	8578.947	2026.366	80.89	19.11	Vérifiée
7 ^{eme}	5597.191	1487.184	80.06	19.94	Vérifiée
8 ^{eme}	3059.606	1013.695	75.11	24.89	Non Vérifiée
comble	1004.108	565.441	63.97	36.03	Non vérifiée

► Analyse des résultats

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales est presque vérifiée sauf pour les deux derniers étages et cela à cause de l'abondance des voiles. Ces résultats sont obtenus après redimensionnement des sections des voiles comme suit : $e =$

20cm pour tous les niveaux

IV.3.2 Sous charges horizontales

$$\frac{\Sigma F_{Portique}}{\Sigma F_{Portique} + \Sigma F_{voile}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\Sigma F_{voile}}{\Sigma F_{Portique} + \Sigma F_{voile}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

- Sens x-x

Tableau IV.4. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens x-x.

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage (KN)		Observation
	Portique	Voile	Portique	Voile	
Entre sol	718.838	823.279	46.61	53.39	vérifiée
RDC	903.372	499.986	64.37	35.63	vérifiée
1 ^{ere}	775.879	563.001	57.95	42.05	Vérifiée
2 ^{eme}	827.054	453.294	64.6	35.4	vérifiée
3 ^{eme}	772.009	430.88	64.18	35.82	Vérifiée
4 ^{eme}	743.586	345.509	68.28	31.72	vérifiée
5 ^{eme}	644.302	299.525	68.26	31.74	Vérifiée
6 ^{eme}	560.677	216.928	72.1	27.9	Vérifiée
7 ^{eme}	406.214	171.986	70.25	29.75	Vérifiée
8 ^{eme}	278.204	98.703	73.81	26.19	Vérifiée
comble	18.464	80.958	18.57	81.43	non vérifiée

► Analyse des résultats

On remarque que l'interaction portique-voiles sous les charges horizontales selon l'axe y-y sont tous vérifiant, sauf le dernier niveau a

- Sens y-y

Tableau IV.5. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens y-y

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage (KN)		Observation
	Portique	Voile	Portique	Voile	
Entre sol	743.267	818.553	47.59	52.41	Vérifiée
RDC	907.307	486.083	65.12	34.88	Vérifiée
1 ^{ere}	618.98	568.076	52.14	47.86	Vérifiée
2 ^{eme}	613.388	496.75	55.25	44.75	Vérifiée
3 ^{eme}	748.001	446.445	62.62	37.38	Vérifiée
4 ^{eme}	717.393	360.251	66.57	33.43	Vérifiée
5 ^{eme}	582.583	347.529	62.64	37.36	Vérifiée
Vérifiée 6 ^{eme}	501.204	261.982	65.67	34.33	Vérifiée
7 ^{eme}	395.188	167.095	70.28	29.72	Vérifiée
8 ^{eme}	192.641	119.115	61.79	38.21	Vérifiée
comble	101.084	42.454	70.42	29.58	Vérifiée

► Analyse des résultats

On remarque que l'interaction portique-voiles sous les charges horizontales selon l'axe y-y sont tous vérifiant,

VI.3.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 du l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} 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} .

Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces.

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens x-x	1541.6	1721,539	0.89	vérifiée
Sens y-y	1561.29	1852.386	0.84	vérifiée

• **Analyse des résultats**

La condition est vérifiée, donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés

VI.3.4. Vérification vis à vis des déformations

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots\dots\dots RPA99 \text{ (Article 4.4.3)}$$

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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots\dots\dots RPA99 \text{ (Article 4.19)}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e \dots\dots\dots RPA99 \text{ (Article 5.10)}$

h_e :Étant la hauteur de l'étage.

1. Sens x-x

Tab IV.7 Vérification des déplacements selon xx

Niveaux	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/ h_k (%)	Observation
Entre sol	0.005	0	0.005	0.001295337	Vérifiée
RDC	0.012	0.005	0.007	0.002356902	Vérifiée
1 ^{ere}	0.0205	0.012	0.0085	0.002861953	Vérifiée
2 ^{eme}	0.03	0.0205	0.0095	0.003198653	Vérifiée
3 ^{eme}	0.0395	0.03	0.0095	0.003198653	Vérifiée
4 ^{eme}	0.049	0.0395	0.0095	0.003198653	Vérifiée
5 ^{eme}	0.058	0.049	0.009	0.003030303	Vérifiée
6 ^{eme}	0.065	0.058	0.007	0.002356902	Vérifiée
7 ^{eme}	0.07	0.065	0.005	0.001683502	Vérifiée
8 ^{eme}	0.075	0.07	0.005	0.001683502	Vérifiée
Comble	0.08	0.075	0.005	0.001683502	Vérifiée

2. Sens y-y

Tab IV.8 Vérification des déplacements selon yy

Niveaux	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k / h_k (%)	Observation
Entre sol	0.005	0	0.005	0.001295337	Vérifiée
RDC	0.014	0.005	0.009	0.003030303	Vérifiée
1 ^{ere}	0.024	0.014	0.01	0.003367003	Vérifiée
2 ^{eme}	0.035	0.024	0.011	0.003703704	Vérifiée
3 ^{eme}	0.0395	0.035	0.0045	0.001515152	Vérifiée
4 ^{eme}	0.046	0.0395	0.0065	0.002188552	Vérifiée
5 ^{eme}	0.056	0.046	0.01	0.003367003	Vérifiée
6 ^{eme}	0.0665	0.056	0.0105	0.003535354	Vérifiée
7 ^{eme}	0.071	0.0665	0.0045	0.001515152	Vérifiée
8 ^{eme}	0.0785	0.071	0.0075	0.002525253	Vérifiée
Comble	0.08	0.0785	0.0015	0.000505051	Vérifiée

- Analyse des résultats

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\begin{cases} \text{sens } x - x \Delta_{k \max} = 0.95 \text{ cm} < 1\% h_e = 2.97 \text{ cm.} \\ \text{sens } y - y \Delta_{k \max} = 1 \text{ cm} < 1\% h_e = 2.97 \text{ cm} \end{cases}$$

IV.3.5. Justification vis à vis de l'effet P- Δ : [RPA (5.9)]

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_K : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-\theta_K)$.
- ✓ Si $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8.

Tableau IV.9. Vérification de l'effet P- Δ sens x-x

Niveaux	h_k (m)	P_k (t)	V_k (t)	δ_{ek} (m)	θ	Observation
Entre sol	3.86	4604.598	1726.651	0.001	0.003454378	Vérifiée
RDC	2.97	5318.963	1275.865	0.0024	0.009825708	Vérifiée
1 ^{ere}	2.97	1784.819	1390.055	0.0041	0.003674724	Vérifiée
2 ^{eme}	2.97	3151.553	1225.303	0.006	0.008227128	Vérifiée
3 ^{eme}	2.97	3096.525	1174.466	0.0079	0.008433373	Vérifiée
4 ^{eme}	2.97	3569.021	989.811	0.0098	0.011533576	Vérifiée
5 ^{eme}	2.97	3502.987	860.202	0.0116	0.012340255	Vérifiée
6 ^{eme}	2.97	3520.938	623.142	0.013	0.013317201	Vérifiée
7 ^{eme}	2.97	3011.074	450.19	0.014	0.011260019	Vérifiée
8 ^{eme}	2.97	2503.752	117.167	0.015	0.035974897	Vérifiée
Comble	2.97	1569.549	80.958	0.016	0.032638385	Vérifiée

Sens y-y

Tableau IV.10. Vérification de l'effet P- Δ sens y-y

Niveaux	h_k (m)	P_k (t)	V_k (t)	δ_{ek} (m)	θ	Observation
Entre sol	3.86	4604.598	1726.651	0.001	0.003818945	Vérifiée
RDC	2.97	5318.963	1275.865	0.0028	0.011567522	Vérifiée
1 ^{ere}	2.97	1784.819	1390.055	0.0048	0.005062517	Vérifiée
2 ^{eme}	2.97	3151.553	1225.303	0.007	0.010514385	Vérifiée
3 ^{eme}	2.97	3096.525	1174.466	0.0079	0.003927934	Vérifiée
4 ^{eme}	2.97	3569.021	989.811	0.0092	0.007248209	Vérifiée
5 ^{eme}	2.97	3502.987	860.202	0.0112	0.012680805	Vérifiée
6 ^{eme}	2.97	3520.938	623.142	0.0133	0.016310258	Vérifiée
7 ^{eme}	2.97	3011.074	450.19	0.0142	0.008113767	Vérifiée
8 ^{eme}	2.97	2503.752	117.167	0.0157	0.020280624	Vérifiée
Comble	2.97	1569.549	80.958	0.016	0.00552259	Vérifiée

- **Analyse des résultats**

Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10 alors l'effet $P - \Delta$ peut être négligé

IV.3.6 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le **tableau IV.5**.

Tableau IV.11.Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Type de poteaux	B (cm ²)	N (KN)	N _{rd}	Remarque
Sous-sol	65*65	4225	2398.345	0.227	Vérifiée
Entre sol	65*65	4225	2175.597	0.206	Vérifiée
RDC	65*65	4225	1966.442	0.218	Vérifiée
1 ^{ere}	60*60	3600	1689.234	0.205	Vérifiée
2 ^{eme}	60*60	3600	1462.067	0.193	Vérifiée
3 ^{eme}	55*55	3025	1238.819	0.164	Vérifiée
4 ^{eme}	55*55	3025	969.884	0.141	Vérifiée
5 ^{eme}	55*50	2750	704.750	0.103	Vérifiée
6 ^{eme}	55*50	2750	439.480	0.070	Vérifiée
7 ^{eme}	50*50	2500	223.839	0.036	Vérifiée
8 ^{eme}	50*50	2500	10.773	0.003	Vérifiée
Comble	40*40	1600	2398.345	0.227	Vérifiée

Conclusion

Après avoir essayé plusieurs dispositions des voiles nous avons opté a une disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, dépendent toutes de la disposition des voiles. La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le **RPA99/2003**.



CHAPITRE 05

Ferrailage des éléments structuraux

V. Introduction

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles

V.1. Etude des poteaux

Ce 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+E
4. G+Q-E
5. 0,8G+E
6. 0,8G-E

Le ferrailage est calculé selon les couples de sollicitation suivantes :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{max} \Rightarrow N_{correspondant}$.
- 2) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{max} \Rightarrow M_{correspondant}$.
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{min} \Rightarrow M_{correspondant}$.

V.1.1. Recommandations du RPA99/Version 2003

a. Armatures longitudinale

- Elles doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal $A_{min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone **II**.
- Leur pourcentage maximal :
 $A_{max} = 4\%$ De la section du béton en zone courante.
 $A_{max} = 6\%$ De la section du béton en zone de recouvrement
- $\varphi_{min} \geq 12mm$ (Diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- La longueur minimal de recouvrement est de $40\varphi_l$ en zone II. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique)

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{b}; b_1; h_1; 60cm\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

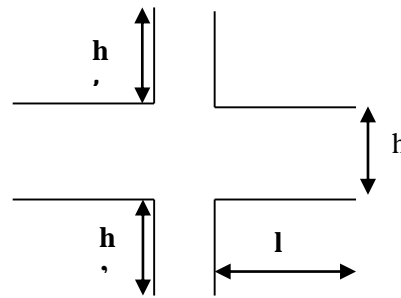


Figure V. 1 : Zone nodale

- Les armatures longitudinales min et max données par le RPA

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1 Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99

Niveau	Section du poteau	$A_{min} RPA$ (cm^2)	$A_{max} RPA$ (cm^2)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol et entresol et RDC	65*65	33.8	169	253.5
1 ^{ère}	60*60	28.8	144	216
2 ^{ème}	60*60	28.8	144	216
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55*55	24.2	121	181.5
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	55*50	22	110	165
8 ^{ème} et 7 ^{ème}	50*50	20	100	150
Comble	40*40	12.8	64	96

b. Les armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_\alpha \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots \dots \dots RPA99/version2003 (Art7.4.2)$$

Avec:

- V_u : Effort tranchant de calcul.
- h_1 : Hauteur totale de la section brute
- ρ_α : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant Il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

- t : L'espace des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l; 15\text{cm})$.

Dans la zone courante : $t \leq 15\text{cm}$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : A_t^{min} en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t^{min} = 0.3\%(t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ A_t^{min} = 0.8\%(t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ 3 < \lambda_g < 5 \text{ on interpole entre les valeurs limites précédentes.} \end{array} \right.$$

V.1.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **SAP2000**, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)
Entre sol	-2398.345	-17.25	1045.084	-77.94	-1.71	4.79
RDC	-2175.597	-53.43	-129.98	-176.42	-7.58	65.25
1	-1966.442	-48.11	-1056.45	-127.89	-118.72	14.50
2	-1689.234	-6.55	1447.801	-131.625	-111.18	24.50
3	-1462.067	-9.54	-1174.542	-122.1882	-99.51	24.80
4	-1238.819	-9.15	-923.421	-125.518	-84.87	22.99
5	-988.166	-10.96	-708.85	-122.56	-67.93	19.4

6	-756.3	-15.80	-541.744	-106.39	-43.82	22.76
7	-526.992	-16.9573	-418.664	-80.624	-15.78	-19.72
8	-364.111	18.7085	-292.653	-74.5423	-6.06	-20.08
Comble	-184.493	-12.4457	-76.424	-46.9297	-0.18	33.05

V .1.3 Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du **RDC**, avec les sollicitations suivantes :

$$N_{max} = -2175.597KN \Rightarrow M_{cor} = -53.43KN \dots \dots \dots (ELU)$$

$$M_{max} = 129.423 KN.m \Rightarrow N_{cor} = -176.42KN \dots \dots \dots (G+Q+E)$$

$$N_{min} = -7.58KN \Rightarrow M_{cor} = 65.25KN.m \dots \dots \dots (0.8G-E_y)$$

1 .Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$$d = 0.625m; d' = 0.025m.$$

$$N = -2175.59KN \text{ (traction).}$$

$$M = -53.43KN.m \Rightarrow e_G = \frac{M}{N} = 0.024m$$

$$e_G \leq \frac{h}{2} = 0.65/2 = 0.325m \rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

On a N_u (traction) et e_G donc la section est entièrement tendue.

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_s \times 10(d - d')} \quad [6]$$

$$A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_s \times 10(d - d')}$$

Tel que :

1. $f_s 10 = \frac{f_e}{\gamma_s}$
2. $e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G$
3. $e_2 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) - e_G$

$$A_{min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Si $\min(A_1, A_2) \geq A_{min} \Rightarrow$ on ferraille avec A_1 et A_2

Si $\min(A_1, A_2) \leq A_{min} \Rightarrow$ on ferraille avec A_{min}

Application

$$f_s 10 = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$1. e_1 = \left(\frac{0.65}{2} - 0.03\right) + 0.024 = 0.32 \text{ m}$$

$$2. e_2 = \left(\frac{0.65}{2} - 0.03\right) - 0.024 = 0.27 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{0.2175 \times 0.32}{348 \times 10 \times 0.59} = 32.98 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{0.2175 \times 0.27}{348 \times 10 \times 0.59} = 28.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{0.65 \times 0.65 \times 25}{348} = 27.80 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow on ferraille avec A_1 et A_2

2. Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M = 129.423 \text{ KN.m}, N = -176.42 \text{ KN} \rightarrow e_G = -0.73 \text{ m} < (h/2) = 0.325 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 77.30 \text{ KN.m}.$$

$$\begin{cases} N_u \times (d - d') - M_{uA} = -0.026 \text{ MN.m} \\ ((0.337h - 0.8h') \times b \times h \times f_{bu} = 1.17 \text{ MN.m} \end{cases} \Rightarrow -0.026 < 1.19$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{uA} = 77.30 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.021 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.027 \rightarrow z = 0.61 \rightarrow A_I = 8.7 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

3. Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N_{min} = -7.58 \text{ KN} \Rightarrow M_{cor} = 65.25 \text{ KN.m} \Rightarrow e_G = -8.60 \text{ m} < (h/2) = 0.325 \text{ m}.$$

Donc N_u (compression) et le centre de pression est en dehors de la section entre les armatures.

La section est partiellement comprimée

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 62.76 \text{ KN.m}.$$

$$\begin{cases} N_u \times (d - d') - M_{uA} = -0.069 \text{ MN.m} \\ ((0.337h - 0.8h') \times b \times h \times f_{bu} = 1.16 \text{ MN.m} \end{cases} \Rightarrow -0.069 < 1.16$$

$$M_{uA} = 62.76 \text{ kn.m} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.017 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.022 \rightarrow z = 0.61 \text{ m} \rightarrow A_I = 3.15 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.3.Ferraillage des poteaux

Niveau	Sections	A' (cm ²)	A (cm ²)	ARPA (cm ²)	Aadap (cm ²)	barres
entre sol	65×65	33.24	33.84	33.8	36.65	4HA20+12HA16
RDC	65×65	28.68	32.98	33.88	36.65	4HA20+12HA16
1	60×60	25.70	30.81	28.8	30.66	4HA20+9HA16
2	60×60	23.89	24.66	28.8	30.66	4HA20+9HA16
3	55×55	20.45	21.57	24.2	25.32	8HA16+6HA14
4	55×55	17.17	18.24	24.2	25.32	8HA16+6HA14
5	55×50	13.48	14.92	22	23.44	4HA16+10HA14
6	55×50	9.82	11.91	22	23.44	4HA16+10HA14
7	50×50	6.45	8.66	20	20.36	4HA16+8HA14
8	50×50	4.01	6.45	20	20.36	4HA16+8HA14
Comble	40×40	1.63	3.66	12.8	13.76	6HA14+4HA12

V.2.4. Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.4. Calcul des armatures transversales

Section	Vu (KN)	λ	L _r (cm)	t _{zone n} (cm)	t _{zone c} (cm)	A _t (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _t _{adop} (cm ²)	Nbr barres
65×65	200.89	4,15	64	10	15	4.43	3.38	4.40	6T10
65×65	190.65	6,24	64	10	15	1.96	1.64	3.01	6T8
60×60	125.91	3,78	64	10	15	1.28	2.75	3.01	6T8
60×60	119.19	4,16	56	10	15	1.13	2.75	3.01	6T8
55×55	112.32	4,16	56	10	15	1.20	2.47	3.01	6T8
55×55	115.70	4,62	56	10	15	1.17	2.47	3.01	6T8
55×50	109.78	4,62	56	10	15	1.17	2.00	3.01	6T8
55×50	106.051	5,20	56	10	15	0.74	1.20	2.01	4T8
50×50	102.05	5,20	56	10	15	0.73	1.05	2.01	4T8
50×50	75.89	5,20	56	10	15	0.77	0.90	2.01	4T8
40×40	52.52	5,20	56	10	15	0.52	0.90	2.01	4T8

Conformément aux règles du *RPA 99/version2003* et au *BAEL 91*, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

longitudinales. $\phi_t = \frac{1}{3} \times \phi_l^{max}$. Ce qui est vérifiée dans ce cas.

V.2.5 .Vérifications :

a). Vérification au flambement :

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés visà vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$
- α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

L'élanement mécanique est donné par :

$\lambda = 3.46 \times l_f / b$ pour les sections rectangulaires.

$\lambda = 4 \times l_f / f$ pour les sections circulaires.

$L_f = l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 2398.165 \text{ KN}$$

$$l_f = 270 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 144 < 50 \rightarrow \alpha = 0.822 / 1.10 = 0.822$$

$$B_r = (0.65 - 0.02) \times (0.65 - 0.02) = 0.3665 \text{ m}^2$$

$$N_u = 0.822 \times \left[\frac{0.3665 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.3665 \times 400}{1.15} \right] = 16520.41 \text{ kn}$$

$$N_d = 2398.345 \text{ kn} < 16520.41 \text{ KN} \Rightarrow \text{pas risque de flambement}$$

Tableau V.5.Vérification du flambement pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (cm ²)	Nu (KN)	Nd (KN)	Obs.
65×65	4225	386	270	14.40	0.822	36.65	3969	16520.41	-2398.34	Vérifié
65×65	4425	297	208	11.08	0.833	36.65	3969	16741.48	-2175.59	Vérifié
60×60	3600	297	208	11.08	0.833	32.66	3969	16741.48	-1966.44	Vérifié
60×60	3600	297	208	12.00	0.830	32.66	3364	14842.20	-1689.23	Vérifié
55×55	3025	297	208	12.00	0.830	25.32	3364	14842.20	-1462.06	Vérifié
55×55	3025	297	208	13.09	0.827	25.32	2809	13361.80	1238.819	Vérifié
55×50	2750	297	208	13.09	0.827	23.44	2809	13361.80	-988.166	Vérifié
55×50	2750	297	208	14.40	0.822	23.44	2544	13012.26	-756.3	Vérifié
50×50	2500	297	208	14.40	0.822	20.36	2544	13012.26	-526.99	Vérifié
50×50	2500	297	208	14.40	0.822	20.36	2304	11862.88	-364.11	Vérifié
40×40	1600	297	208	18.00	0.807	13.76	1444	9793.82	-184.49	Vérifié

b). Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \cdot V}{I_{yy'}}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \cdot V'}{I_{yy'}}$$

$S = b \times h + 15 (A + A')$ (section homogène)

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{1}{S} \cdot \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A' d' + Ad) \right] \text{ et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niv	Sect	d	A _s	v	v'	I _{yy'}	N _{ser}	M _{ser}	σ _{bc 1}	σ _{bc 2}	σ _{adm}	Obs
	(cm ²)	(m)	(cm ²)	(cm)		(m ⁴)	(Mn)	Mn.m	(Mpa)			
ES	65×65	0.62	36.65	58	7	0.0431	-1.71	0.046	2.60	3.30	15	
RDC	65×65	0.62	36.65	58	7	0.0431	-1.63	0.051	3.76	3.30	15	ok
1	65×65	0.62	36.65	58	7	0.0431	-1.48	0.032	3.21	2.72	15	ok
2	60×60	0.57	30.28	54	6	0.0315	-1.71	0.120	5.85	3.60	15	ok
3	60×60	0.57	30.28	54	6	0.0315	-1.10	0.032	2.95	2.38	15	ok
4	55×55	0.52	25.32	49	6	0.0223	-0.93	0.043	3.23	2.40	15	ok
5	55×55	0.52	25.32	49	6	0.0233	-0.87	0.048	3.36	2.40	15	ok
6	55×50	0.52	24.38	44	6	0.0165	-0.55	0.098	3.61	2.57	15	ok
7	55×50	0.52	24.38	44	6	0.0165	-0.49	0.052	3.71	2.60	15	ok
8	50×50	0.47	20.36	45	5	0.0150	-0.25	0.034	1.80	0.19	15	ok
C	40×40	0.37	13.76	35	5	0.0061	-0.12	0.043	2.40	0.39	15	ok

c). Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le RPA99/ version 2003 article 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement conventionnelle calculée dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}; \quad \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \cdot d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Section	L _f	λ	ρ _d	d	V _d	τ _u	τ _{adm}	Obs
	(cm ²)	(m)			(m)	(KN)	(Mpa)	(Mpa)	
entre sol	65×65	270	14.40	0,075	0.62	200.89	0.498	1,875	vérifiée
RDC	65×65	208	11.08	0,075	0.62	190.65	0.473	1,875	vérifiée
1	60×60	208	11.08	0,075	0.57	125.91	0.312	1,875	vérifiée
2	60×60	208	12.00	0,075	0.57	119.19	0.349	1,875	vérifiée
3	55×55	208	12.00	0,075	0.52	112.32	0.328	1,875	vérifiée
4	55×55	208	13.09	0,075	0.52	115.70	0.405	1,875	vérifiée
5	55×50	208	13.09	0,075	0.52	109.78	0.384	1,875	vérifiée
6	55×50	208	14.40	0,075	0.52	106.051	0.371	1,875	vérifiée
7	50×50	208	14.40	0,075	0.47	102.05	0.357	1,875	vérifiée
8	50×50	208	14.40	0,075	0.47	75.89	0.323	1,875	vérifiée
Comble	40×40	208	18.00	0,075	0.37	52.52	0.355	1,875	vérifiée

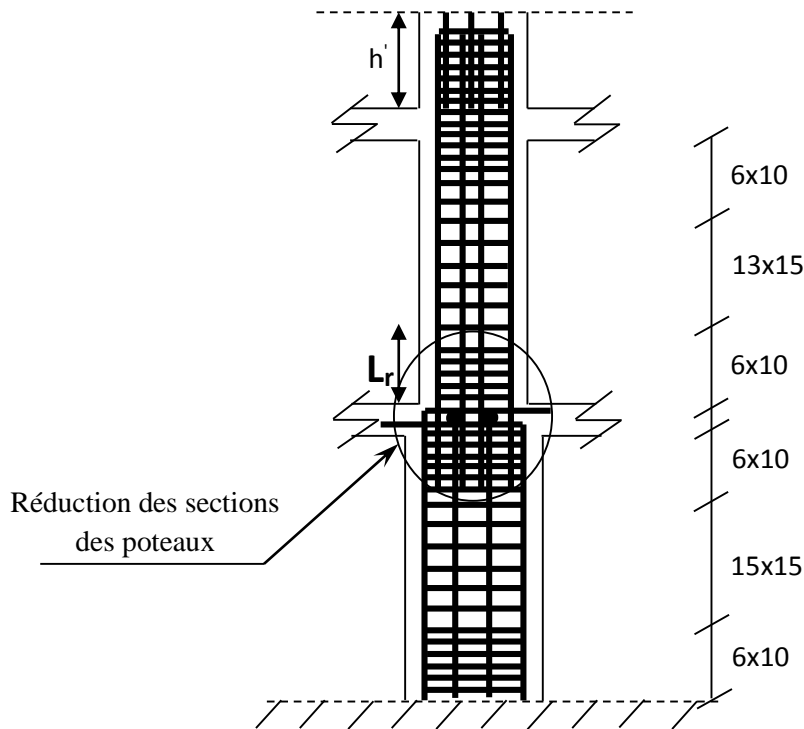
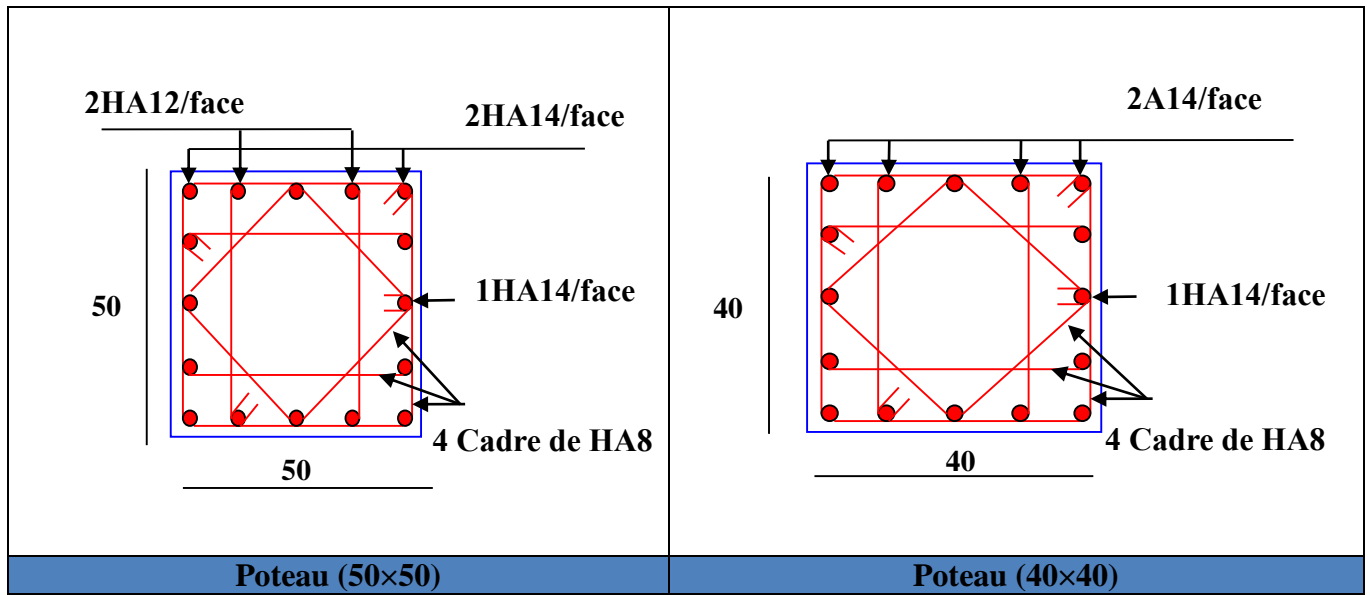


Figure V. 2 : Disposition des armatures des poteaux

V.2. 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 ($35 \times 45 \text{ cm}^2$) qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires ($35 \times 45 \text{ cm}^2$) qui assurent le chaînage. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **SAP2000** combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/version2003** suivantes :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q+E$
- $0.8G+E$
- $G+Q$
- $G+Q-E$
- $0.8G-E$

V.2.1. Les recommandations du **RPA99/version2003**

➤ Les armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5% ($b \cdot h$)** en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - **4% ($b \cdot h$)** En zone courante.
 - **6% ($b \cdot h$)** En zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 - $40\phi_{max}$ en zone IIa avec: ϕ_{max} est le diamètre maximale utilisé
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la *Figure V.4*, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales des armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.
- Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale.



Figure. V.3.2U superposés (avec alternance dans l'orientation).

❖ Les armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires, minimum de : $S \leq (h/4 ; 12\phi_t)$

- En dehors de la zone nodale, $S \leq h/2 \Rightarrow$ avec : h est la hauteur de la poutre
- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

V.2.2 Les sections minimales et maximales préconisées par le RPA99 V2003

Tableau V.9 : Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99.

Type de poutres	Section cm^2	A_{min} cm^2	A_{max} cm^2	
			zone courante	zone recouvrement
Principale	(35 × 45)	7.875	63	94.5
Secondaire	(35 × 45)	7.875	63	94.5

V.2.3. Sollicitations de calculs

Tableau V.10 Les sollicitations les plus défavorables.

Niveau	poutre	$b \times h$ (cm^2)	$M_{travée}$ (KN.m)	M_{appui} (KN.m)	V (KN)	M_{traSER} (KN.m)	M_{appSER} (KN.m)
Entresol	PP	35 × 45	101,4923	102,3685	97,368	38,5404	61,8649
	PS	35 × 45	119,6657	111,4059	103,537	14,0563	23,6935
RDC	PP	35 × 45	130,3855	130,1394	105,788	39,6496	67,5252
	PS	35 × 45	155,8363	149,1937	114,742	19,0653	30,2977
1 ^{er} étage \Rightarrow 4 ^{eme} étage	PP	35 × 45	142,5081	139,9119	109,36	39,6913	63,0676
	PS	35 × 45	171,0352	159,4909	182,148	21,3578	32,9967
5 ^{eme} étage \Rightarrow 7 ^{eme} étage	PP	35 × 45	115,6508	106,3527	97,731	39,1524	62,3902
	PS	35 × 45	142,4553	129,1377	120,926	43,2627	58,1396
8 ^{eme} étage	PP	35 × 45	60,9802	87,6042	99	41,1485	64,892
	PS	35 × 45	75,1666	82,9289	64,006	42,6596	56,4696
Terrasse Inaccessible	PP	35 × 45	53,0728	66,2366	96,915	39,3132	49,0642
	PS	35 × 45	64,701	43,2204	74,712	44,9267	-31,799

Tableau (11) : Résultats de ferrailage des poutres

Etage	Type de poutres	Sec (cm^2)	Locali	M KN.m	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Entresol	Poutre principale	35*45	Appui	102,3685	7,38	7.875	3T14+3T12=8.01
			Travée	101,4923	7.31		3T14+3T12=8.01
	Poutre secondaire	35*45	Appui	111,4059	8.074	7.875	3T16+3T12=9,42
			Travée	119,6657	8.73		3T16+3T12=9,42

RDC	Poutre principale	35*45	Appui	130,1394	9.56	7.875	3T14+3T16=10.65
			Travée	130,3855	9.58		3T14+3T16=10.65
	Poutre secondaire	35*45	Appui	149,1937	11.11	7.875	3T12+3T20=12.81
			Travée	155,8363	11.65		3T12+3T20=12.81
1 ^{er} et 4 ^{eme} etage	Poutre principale	35*45	Appui	139,9119	10.35	7.875	3T14+3T16=10.6
			Travée	142,5081	10.57		3T14+3T16=10.6
	Poutre secondaire	35*45	Appui	159,4909	11.97	7.875	3T12+3T20=12.81
			Travée	171,0352	12.98		3T14+3T20=13.84
5 ^{eme} et 7 ^{eme} etage	Poutre principale	35*45	Appui	106,3527	7.68	7.875	3T14+3T12=8.01
			Travée	115,6508	8.41		3T14+3T12=8.02
	Poutre secondaire	35*45	Appui	129,1377	9.48	7.875	3T16+3T14=10.65
			Travée	142,4553	10.56		3T16+3T14=10.65
8 ^{eme} etage	Poutre principale	35*45	Appui	87,6042	6.25	7.875	3T12+3T14=8.02
			Travée	60,9802	4.28		3T12+3T14=8.02
	Poutre secondaire	35*45	Appui	82,9289	5.9	7.875	3T12+3T14=8.02
			Travée	75,1666	5.32		3T12+3T14=8.02
Terrasse Inaccessible	Poutre principale	35*45	Appui	66,2366	4.66	7.875	3T12+3T14=8.02
			Travée	53,0728	3.71		3T12+3T14=8.02
	Poutre secondaire	35*45	Appui	43,2204	3	7.875	3T12+3T12=8.02
			Travée	64,701	4.55		3T12+3T14=8.02

- **Longueur de recouvrement**

Soit L_r la longueur de recouvrement Telle que : $L_r \geq 40\phi$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_l = 20\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 80\text{cm, soit } L_r = 80\text{cm}; \phi_l = 16\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 64\text{cm, soit } L_r = 65\text{cm} \\ \phi_l = 14\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 56\text{cm, soit } L_r = 60\text{cm}; \phi_l = 12\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 48\text{cm, soit } L_r = 50\text{cm} \end{array} \right.$$

V.2.5. Ferrailage des armatures transversales

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales Avec :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

Poutres principales et secondaire

$$\phi_t \leq \min\left(20; \frac{450}{35}; \frac{350}{10}\right) \Rightarrow \min(20; 12.85; 35) \Rightarrow \phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$$

Donc on prend **4T8** = 2.01 cm² (un cadre et un étrier) pour les poutres principales et les secondaires.

- **Espacement des armatures transversales**

Selon le **RPA99/version 2003(art 7.5.2.2)** :

- Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}\right)$

Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(11.25\text{cm}; 24\text{cm}, 30\text{cm})$ Soit : $S_t = 10\text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(11.25\text{cm}; 14.4\text{cm}, 30\text{cm})$ Soit : $S_t = 10\text{ cm}$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{ cm}$. Soit : $S_t = 15\text{cm}$

Poutres Secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{ cm}$. Soit : $S_t = 15\text{cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2 < A_t \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

V.2.6. Vérification

V.2.6.1. Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité**

Poutres principales et secondaires

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e \Rightarrow 0.23 \times 30 \times 42.5 \times 2.1/400 = 1.53\text{cm}^2 < A_{\text{cul}}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

• Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} ; \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa}$

Tableau V.12 Vérification de l'effort tranchant

Poutres	V _u (MN)	τ _u (MPa)	Observation
Principales	0.10936	0.73	Vérifiée
Secondaires	0.120926	0.81	Vérifiée

$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

a) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

➤ en appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

➤ en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A _l (cm ²) Appui	V _u (KN)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$	Observation
Principale	10.65	0.10936	3,14	-7.37	Vérifiée
Secondaires	8.02	0.120926	3.5	-6.23	Vérifiée

V.2.6.2. Vérification à l'ELS

• État limite de compression du béton

Tab V.14 Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS

Poutres	Élément	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _{bc} < $\bar{\sigma}_{bc}$
Principales	Appui	67,525	15.65	159886.13	6.61	15	vérifiée
	Travée	41,659	14	100000.34	5.83	15	vérifiée
Secondaires	Appui	58.139	14	100000.34	8.13	15	vérifiée
	Travée	42.659	14	100000.34	5.97	15	vérifiée

• Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

Poutres principales

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{520} = 0.086 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{45}{520} = 0.086 \geq \frac{67.525 \times 10^{-3}}{10} = 0.0067 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.02}{35 \times 42.5} = 0.0054 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Poutres secondaires

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{480} = 0.093 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{45}{520} = 0.086 \geq \frac{42.659 \times 10^{-3}}{10} = 0.0043 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.02}{35 \times 42.5} = 0.0054 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

V.2.6.3.Vérification des zones nodales

Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes, qui sont les nœuds, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers, et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majoration de 1,25 , c.à.d. :ça consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_E|) \dots \dots \dots \text{RPA99/2003(Article 7. 6. 2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

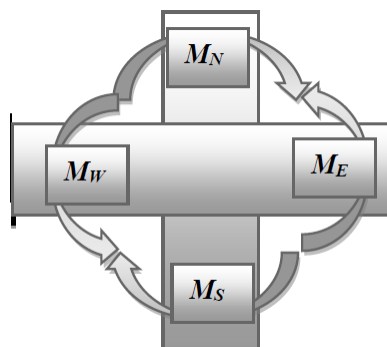


Figure .V.4 : Les moments dans la zone nodale.

- Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres

Le moment résistant M_R d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

Telle que :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \text{ avec } z = 0.9h \text{ (} h \text{: la hauteur totale de la section du béton)}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.15 Moment résistant dans les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Sous-sol	65×65	58.50	36.65	746.121
entre sol	65×65	58.50	36.65	746.121
RDC	65×65	58.50	36.65	746.121
1	60×60	54.00	32.66	569.022
2	60×60	54.00	32.66	569.022
3	55×55	49.50	25.32	436.162
4	55×55	49.50	25.32	436.162
5	55×50	49.50	23.44	419.97
6	55×50	49.50	23.44	419.97
7	50×50	45.00	20.36	318.838
8	50×50	45.00	20.36	318.838
Comble	40×40	36.00	13.76	172.38

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant

Tab V.16 Moment résistant dans les poutres

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
entre sol	PP. (35*45)	40.5	8.01	112.893
	PS. (35*45)	40.5	9.42	132.765
RDC	PP. (35*45)	40.5	10.65	150.101
	PS. (35*45)	40.5	12.81	180.544
1	PP. (35*45)	40.5	10.65	150.101
	PS. (35*45)	40.5	13.84	195.061
2	PP. (35*45)	40.5	10.65	150.101
	PS. (35*45)	40.5	13.84	195.061

3	PP. (35*45)	40.5	10.65	150.101
	PS. (35*45)	40.5	13.84	195.061
4	PP. (35*45)	40.5	10.65	150.101
	PS. (35*45)	40.5	13.84	195.061
5	PP. (35*45)	40.5	8.01	112.893
	PS. (35*45)	40.5	10.65	150.101
6	PP. (35*45)	40.5	8.01	112.893
	PS. (35*45)	40.5	10.65	150.101
7	PP. (35*45)	40.5	8.01	112.893
	PS. (35*45)	40.5	10.65	150.101
8	PP. (35*45)	40.5	8.01	112.893
	PS. (35*45)	40.5	8.01	112.893
Comble	PP. (35*45)	40.5	8.01	112.893
	PS. (35*45)	40.5	8.01	112.893

V.2.5.2 Vérification

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_E|)$ sont donnés dans le tableau suivant :

Tab V.17 : Vérification de la zone nodale.

Niveaux	plan	M_n	M_s	$M_w = M_E$	$M_s + M_n$	1.25 $M_w + M_E$	vérification
	cm^2						
entre sol	PP. (35*45)	746.121	746.121	112.893	1492.24	282.23	vérifiée
	PS. (35*45)			132.765		331.91	vérifiée
RDC	PP. (35*45)	746.121	746.121	150.101	1492.24	375.25	vérifiée
	PS. (35*45)			180.544		451.36	vérifiée
1	PP. (35*45)	746.121	569.022	150.101	1315.14	375.25	vérifiée
	PS. (35*45)			195.061		487.65	vérifiée
2	PP. (35*45)	569.022	569.022	150.101	1138.04	375.25	vérifiée
	PS. (35*45)			195.061		487.65	vérifiée
3	PP. (35*45)	569.022	436.162	150.101	1005.18	375.25	vérifiée
	PS. (35*45)			195.061		487.65	vérifiée
4	PP. (35*45)	436.162	436.162	150.101	872.32	375.25	vérifiée
	PS. (35*45)			195.061		487.65	vérifiée
5	PP. (35*45)	436.162	419.97	112.893	856.13	282.23	vérifiée
	PS. (35*45)			150.101		375.25	vérifiée
6	PP. (35*45)	419.97	419.97	112.893	839.94	282.23	vérifiée
	PS. (35*45)			150.101		375.25	vérifiée
7	PP. (35*45)	419.97	318.838	112.893	738.81	282.23	vérifiée
	PS. (35*45)			150.101		375.25	vérifiée
8	PP. (35*45)	318.838	318.838	112.893	637.68	282.23	vérifiée
	PS. (35*45)			112.893		282.23	vérifiée
Comble	PP. (35*45)	318.838	172.38	112.893	491.22	282.23	vérifiée
	PS. (35*45)			112.893		282.23	vérifiée

Analyse des résultats : On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres , donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les Poteaux.

- Exemple de ferrailage d'une poutre principale du RDC

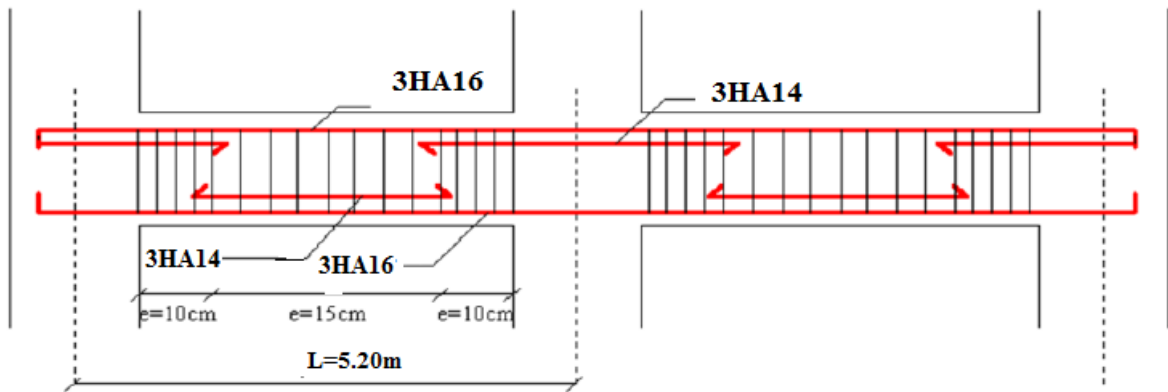


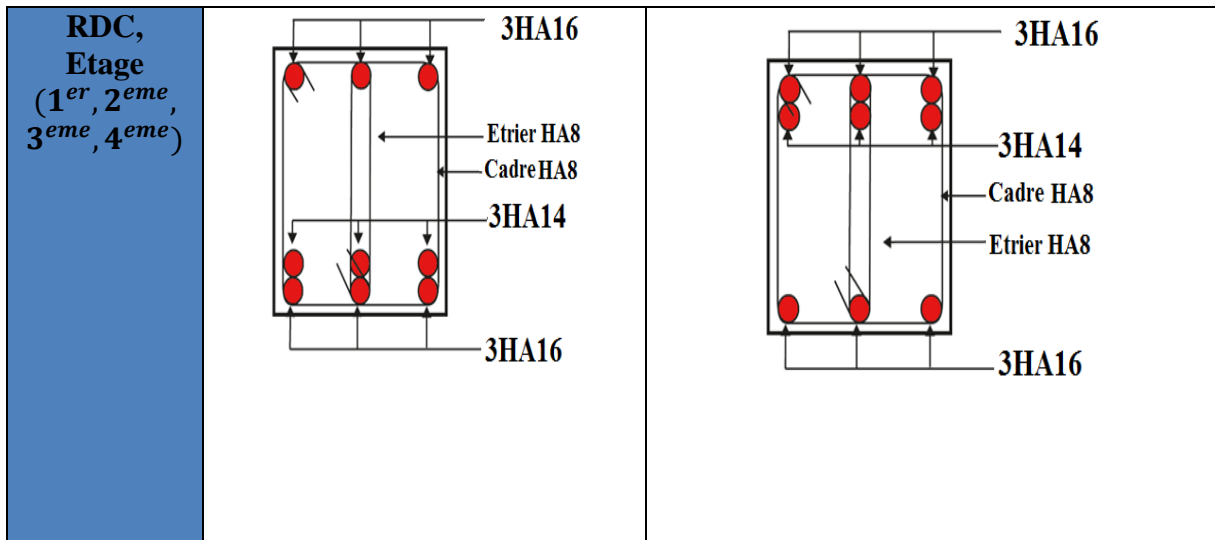
Figure V.5. Disposition constructive des armateurs dans les poutres

V.2.7. Schéma de ferrailage des poutres

1) Poutres principales : Section (35*45)

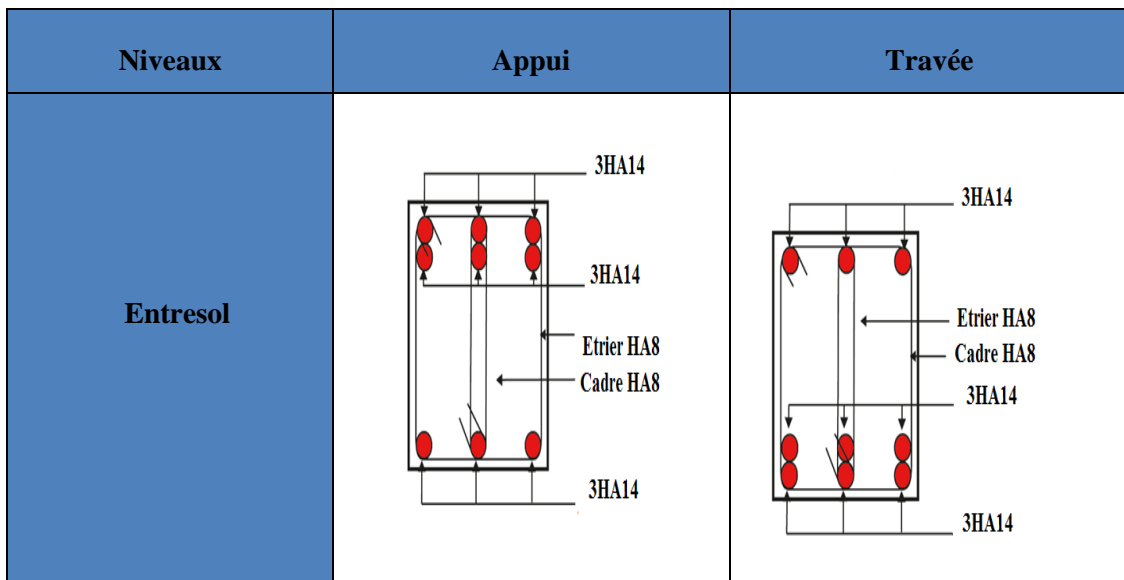
Tableau. V.18: Schéma de ferrailage des poutres principales

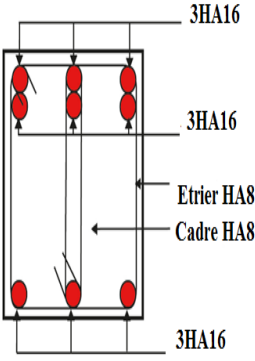
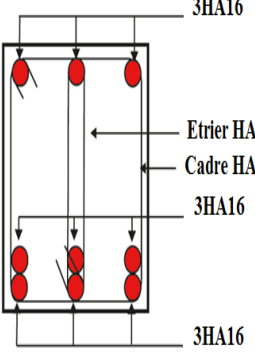
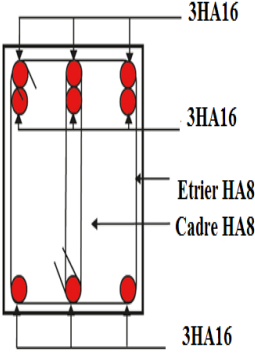
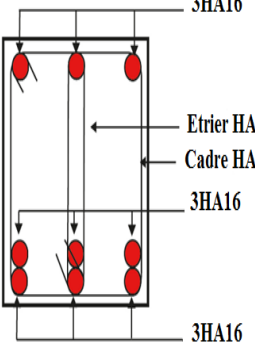
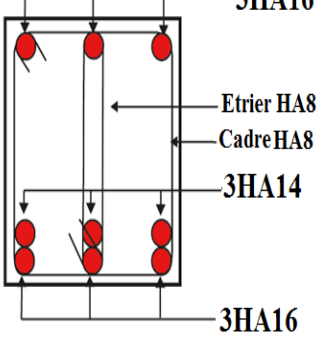
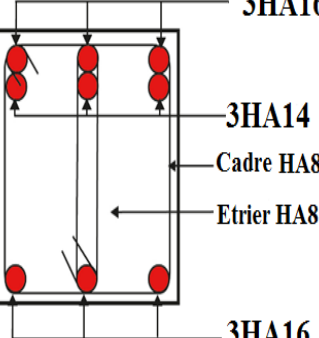
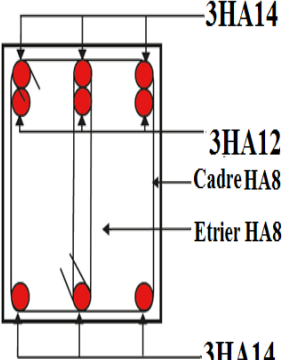
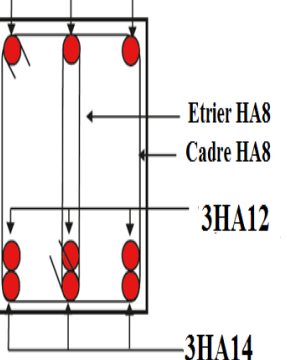
Niveaux	Appui	Travée
Entresol, comble, Etage (5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme})		



2) Poutres secondaires: Section (35*45)

Tableau. V.19: Schéma de ferrailage des poutres secondaires



<p>RDC</p>	 <p>3HA16 3HA16 Etrier HA8 Cadre HA8 3HA16</p>	 <p>3HA16 Etrier HA8 Cadre HA8 3HA16 3HA16</p>
<p>Etage(1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme})</p>	 <p>3HA16 3HA16 Etrier HA8 Cadre HA8 3HA16</p>	 <p>3HA16 Etrier HA8 Cadre HA8 3HA16 3HA16</p>
<p>étage(5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme})</p>	 <p>3HA16 Etrier HA8 Cadre HA8 3HA14 3HA16</p>	 <p>3HA16 3HA14 Cadre HA8 Etrier HA8 3HA16</p>
<p>comble, étage 8^{eme}</p>	 <p>3HA14 3HA12 Cadre HA8 Etrier HA8 3HA14</p>	 <p>3HA14 Etrier HA8 Cadre HA8 3HA12 3HA14</p>

V.3. Etude des voiles

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zoneIIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, il est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant.

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 :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

V.3.1. Recommandation du RPA 99/2003

a) 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 :

- $A_{min} = 0.2 \times L_t \times e$ avec L_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile.
- à chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur

$L/10$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm. Les barres du dernierniveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

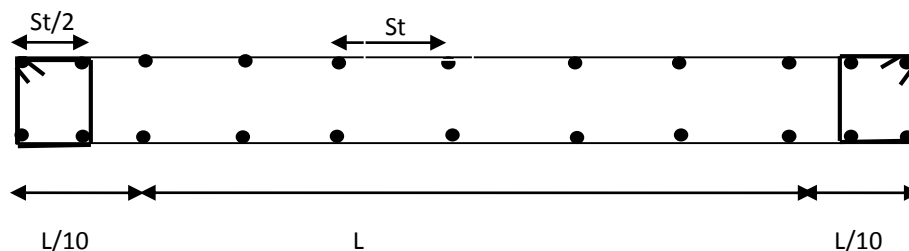


Figure V.6 Disposition des armatures dans les voiles.

b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur 10φ

c) Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingle par $1m^2$ au moins.

d) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
- ✓ $A_{min} = 15\% \times b \times h \Rightarrow$ dans la zone extrême de voile.
- ✓ $A_{min} = 10\% \times b \times h \Rightarrow$ dans la zone courante du voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par m^2 .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales a :
- ✓ 4φ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ 2φ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.2 Disposition des voiles

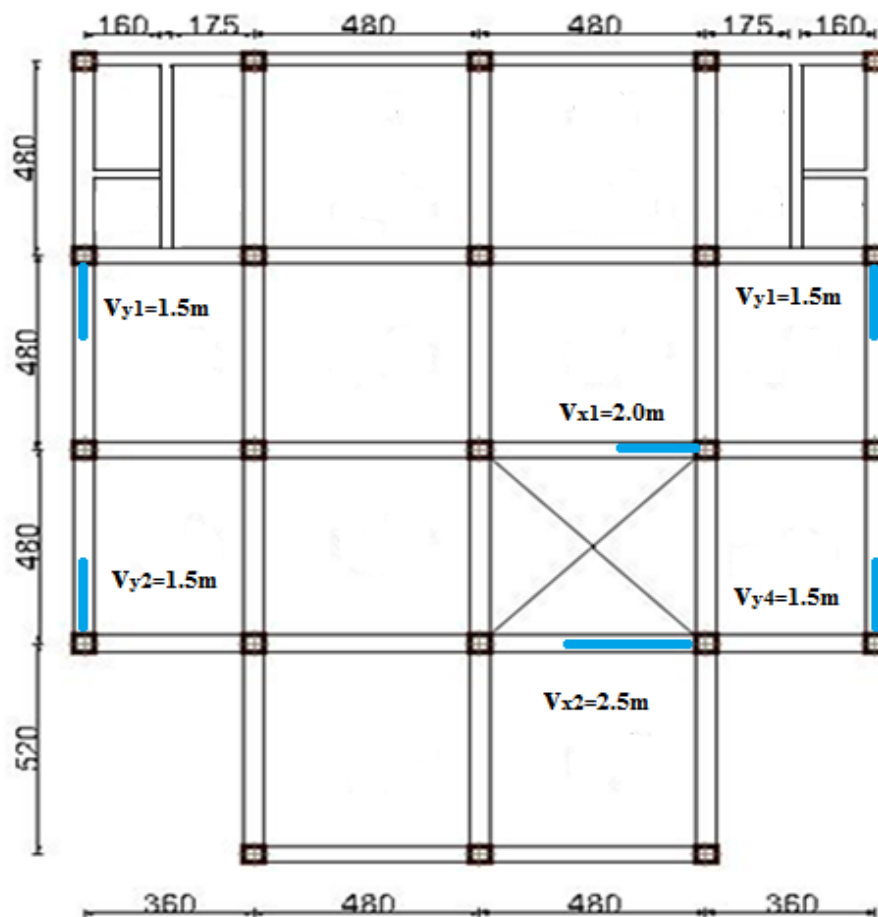


Figure .V.7 Dispositions des voies

V.3.2 Calcul des sollicitations dans les différents types de voies

➤ Sens y-y :

Tableau V.20. Sollicitation maximale dans le voile $V_y=1.5m$ à tous les niveaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		Vd (KN)
	N(KN)	M (KN.m)	N(KN)	M (KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol	1970.295	256.7803	1528.324	-3564.784	1098.737	3455.488	-823.04
entre sol	1970.295	256.7803	1528.324	-3564.784	1098.737	3455.488	-823.04
RDC	3157.811	-465.7723	2404.114	4577.990	1742.888	3591.8201	-609.40
1	3267.080	582.367	2490.80	4878	1799.883	357.7304	31.053
2	2982.272	640.9193	2275.453	4451.664	1638.004	1482.3049	563.586
3	2769.223	620.4367	2110.926	3856.4645	1532.947	2296.6445	479.341
4	2448.969	581.0231	1899.333	396.081	1365.959	2474.6988	396.081

5	2044.042	529.9222	1579.17	-2809.0449	1146.219	2573.4664	390.28
6	1609.943	453.6214	1246.165	-2482.0133	900.426	2313.3608	270.184
7	1238.721	407.1544	900.651	1977.5626	717.137	1955.755	262.492
8	852.23	196.1483	520.957	1394.458	394.701	1365.3998	-136.34
Comble	471.693	-67.4783	155.129	575.2865	92.447	524.505	81.014

➤ *Sens xx :*

Tableau V.21. Sollicitation maximale dans le voile $V_{x1}=2m$ à tous les niveaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		Vd (KN)
	N(KN)	M (KN.m)	N(KN)	M (KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol	1592.803	1.7814	1384.732	264.204	843.952	-16.3287	252.422
entre sol	1592.803	1.7814	1384.732	264.204	843.952	-16.3287	252.422
RDC	1459.192	-14.194	702.883	-669.829	486.707	-667.727	-234.34
1	1418.909	-74.1976	938.01	-642.455	727.801	-631.4628	-326.79
2	1310.361	-33.097	895.9	-412.4938	689.855	-29.062	-224.08
3	1188.586	-23.7742	771.957	-294.004	630.47	-19.3223	-192.19
4	1028.181	-25.3854	619.449	-204.263	553.406	-20.9105	-161.735
5	881.824	-34.779	496.521	-175.880	365.88	-170.7283	-151.661
6	715.411	-33.8591	573.843	82.996	274.051	-123.1252	-103.897
7	577.014	-41.906	303.917	-135.679	218.434	-129.4706	-111.169
8	402.803	81.9725	168.871	-118.674	111.704	-115.0046	-68.495
Comble	199.717	111.4601	170.381	115.2684	64.311	145.7346	23.064

Tableau V.22. Sollicitation maximale dans le voile $V_{x2}=2.5m$ à tous les niveaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		Vd (KN)
	N(KN)	M (KN.m)	N(KN)	M (KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol	2006.147	3.8197	1730.24	224.3374	944.623	-219.2445	-327.833
entre sol	2006.147	3.8197	1730.24	224.3374	944.623	-219.2445	-327.833
RDC	1866.941	7.4621	1827.277	961.8628	661.978	-951.9134	-263.668
1	1804.075	-45.1127	1134.837	-960.2975	867.567	-953.614	-400.00
2	1691.679	24.4145	1333.368	595.0328	862.39	8.8053	279.854
3	1532.3	2.9797	1258.542	439.1281	784.524	-435.1552	265.493
4	1335.991	17.108	1156.407	289.44	624.914	-266.6293	213.117
5	1135.864	16.7696	1021.654	220.8867	492.831	-198.5272	186
6	906.724	26.4926	842.611	193.4983	366.354	-158.1748	118.853
7	710.006	8.6926	661.973	186.56	284.702	-174.9698	125.964
8	480.172	10.7259	479.433	204.7425	160.797	-190.4413	-69.124
Comble	260.38	9.5524	237.62	245.1949	109.554	-232.4583	-75.691

V.4.3. Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Les efforts sont tirés directement du **SAP2000** avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables.

Le calcul des armatures horizontales se fait selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 f_e} \text{ Avec : } \tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d}$$

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du **RPA99/v2003 Art (7.7.2.)** comme suit : $\tau_{adm} = 0.2 f_{c28}$.

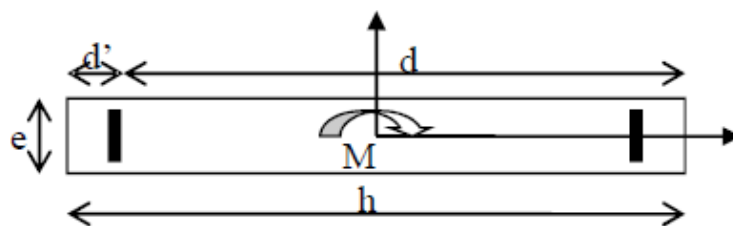


Figure V.8. Schéma d'un voile plein.

- **Armatures vertical**

A_v^{min} :Section d'armatures verticales minimale dans le voile.

A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.

A_v^{min}/com :Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée

A_v^{min}/ten :Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue.

A_v^{adp} :Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t :Espacement entre armatures.

A_h^{min} :Section d'armature horizontale minimale dans le voile

A_h^{cal} :Section d'armature horizontale calculée.

A_h^{adp} :Section d'armature horizontale adoptée par espacement

N^{bre} :Nombre de barre adoptée par espacement.

L_t :Longueur de la zone tendue.

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$$

Tableau V.23. Ferrailage le voile $V \times l = 2m$ sur toute la hauteur

Niveau	Entre sol 1,2 et RDC	1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	Comble
L (cm)	200	200	200	200	200	200
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M (KN.m)	-669.829	-642.455	-294.004	-204.263	-135,679	115.268
N (KN)	1384.732	938.01	771.19	496.521	303,917	170.38
V(KN)	252.422	-326.79	-192.19	151.661	111,169	23.064
section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ_U Mpa	0.98	1,27	0.7	0.59	0.42	0.09
τ_{adm} Mpa	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	0.22	0.133	0.28	0.17	0.1	0.025
A_v^{min} (cm ²)	6	6	6	6	6	6

A_v^{adp} (cm ²)		6.79	6.79	6.79	6.79	6.79	6.79
N^{bre}		12HA12	12HA12	12HA12	12HA12	12HA12	12HA12
S _t (cm)	extrémité	10	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)		1.24	1,134	0.66	0.73	0.54	1.12
A_h^{min} (cm ²)		4.23	2,92	5.25	4.86	4.48	2.95
A_h^{adp} (cm ²)		4.52	3.14	5.65	5.65	4.52	3.14
N^{bre}		8H12	8HA10	10HA12	10HA12	8HA12	8HA10
S _t (cm)		25	25	20	20	25	25
L_t (m)		0.31	0.51	0.13	0.19	0.25	0.51
L_c (m)		1.38	0.97	1.75	1.61	1.49	0.99
A_v^{min}/com (cm ²)		2.75	1.96	3.5	1.31	2.30	1.97
A_v^{min}/ten (cm ²)		1.24	2.053	0.5	2.05	1.01	2.09
Armature transversal Ø		8	8	8	8	8	8

Tableau V.24.ferraillage le voile V_{y1}=1.5m sur toute la hauteur

Niveau	Sous-sol,entre sol RDC	1,2,3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage et Comble
L (cm)	150	150	150	150	150
e (cm)	20	20	20	20	20
M (KN.m)	-465.772	582.367	581.0231	453.6214	196.1483
N (KN)	3157.811	3267.080	2448.969	1609.943	852.23
V(KN)	-609.40	31.053	396.081	270.184	-136.34
section	SEC	SEC	SEC	SPC	SPC
τ_U Mpa	-3.15	0.161	1.60	1.40	-0.50

τ_{adm} Mpa		5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)		0	0	0	8.61	5,08
A_v^{min} (cm ²)		4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
A_v^{adp} (cm ²)		4.52	4.52	14.07	10.78	7.92
N^{bre}		8HA14	8HA12	8HA12	14HA14	14HA12
S_t (cm)	extrémité	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)		1.24	1,134	0.66	0.52	0.54
A_h^{min} (cm ²)		4.23	2,92	5.25	5.25	4.48
A_h^{adp} (cm ²)		5.65	5.65	5.65	5.65	5.65
N^{bre}		10HA12	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12
S_t (cm)		20	20	20	20	20
A_v^{min}/com (cm ²)		3	3	3	2.66	3
A_v^{min}/ten (cm ²)		/	/	/	0.33	0.17
Armature transversal \emptyset		8	8	8	8	8

Tableau V.25. Ferrailage le voile $V_{x2}=2.5m$ sur toute la hauteur

Niveau	Sous-sol, entre sol RDC	1,2,3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage et Comble
L (cm)	250	250	250	250	250
e (cm)	20	20	20	20	20
M (KN.m)	3.8197	-45.1127	17.108	453.6214	196.1483
N (KN)	2006.147	1804.075	1335.991	1609.943	852.23
V (KN)	-327.833	-400.00	213.05	270.184	-136.34

section		SEC	SEC	SEC	SPC	SPC
τ_U Mpa		-1.69	-1.48	1.60	1.40	-0.50
τ_{adm} Mpa		5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)		0	0	0	8.61	5,08
A_v^{min} (cm ²)		4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
A_v^{adp} (cm ²)		4.52	4.52	14.07	10.78	7.92
N^{bre}		8HA14	8HA12	8HA12	14HA14	14HA12
S _t (cm)	extrémité	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)		1.24	1,134	0.66	0.52	0.54
A_h^{min} (cm ²)		4.23	2,92	5.25	5.25	4.48
A_h^{adp} (cm ²)		5.65	5.65	5.65	5.65	5.65
N^{bre}		10HA12	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12
S _t (cm)		20	20	20	20	20
A_v^{min}/com (cm ²)		3	3	3	2.66	3
A_v^{min}/ten (cm ²)		/	/	/	0.33	0.17
Armature transversal Ø		8	8	8	8	8

➤ Exemples de schéma de ferrailage

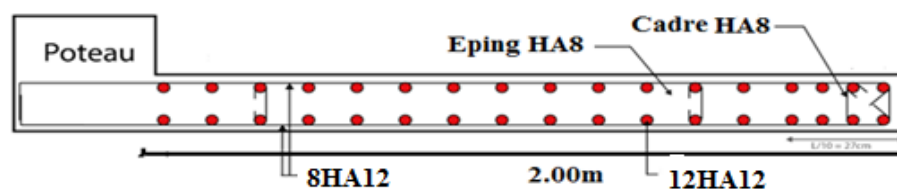


Figure V.9. Schéma de ferrailage de RDC V_{x1}

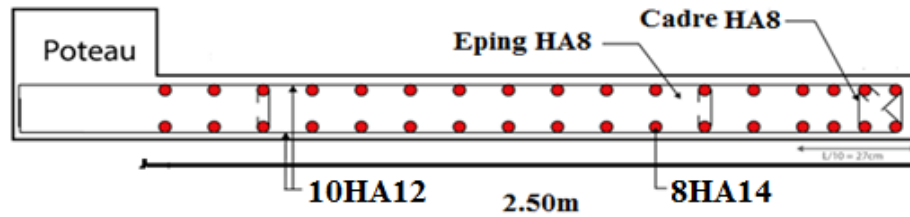


Figure V.10. Schéma de ferrailage de RDC V_{x2}

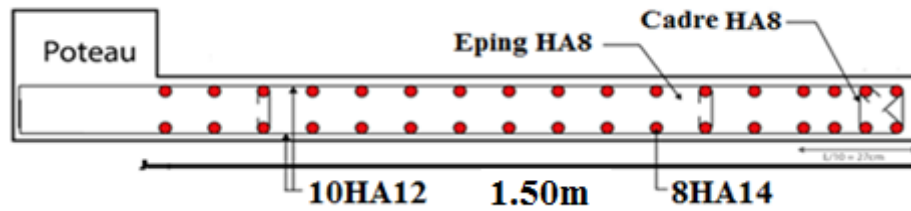


Figure V.11. Schéma de ferrailage de RDC V_{y1} et V_{y2}

Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum donnée par le **RPA**. Il est noté que le ferrailage minimum **RPA** est souvent plus important que celui calculé Par le **BAEL**.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel **SAP 2000**. Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée les sollicitations données par le **SAP**.

Les ferrilles adoptées respectent les recommandations de **RPA 99** et le **BAEL 91**.



CHAPITRE 06

Etude d'infrastructure

Introduction

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit indirectement (Fondations profondes : pieux par exemple). Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges.

VI-1-Choix de type de fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants : La capacité portante du sol d'assise, la portance de l'ouvrage, La distance entre axes des poteaux, la profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 3.5 m, du niveau de base, et la contrainte admissible est de 2 bars.

Combinaisons d'actions à considérer sont :

1. $G + Q \pm E$
2. $0.8G \pm E$

D'après *RPA 99 (Article 10.1.4.1)* les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

Selon les combinaisons citées par le *BAEL91*

3. $G + Q$;
4. $1.35G + 1.5Q$

VI.2. Etude des fondations

2.1. Vérification des semelles isolées

On prend la semelle la plus sollicitée et on vérifie la loi suivante $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

- N : L'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le *SAP 2000V14*
- S : surface d'appui de la semelle
- $\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

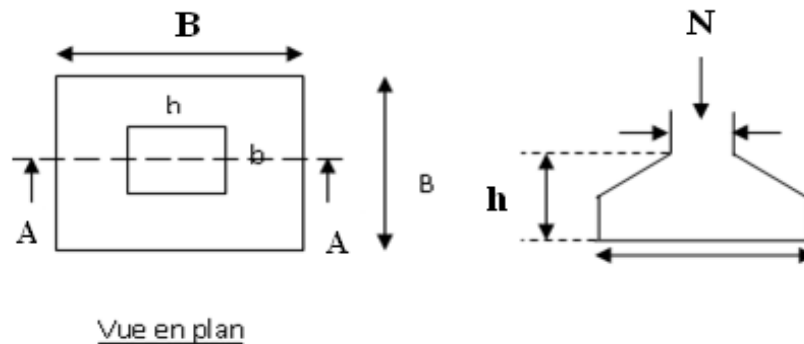


Figure.VI .1.Semelle isolée

$$N = 2900.241 \text{ KN} ; \overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bar}$$

Le poteau le plus sollicité a une section carrée $S=B*B$

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} \Rightarrow B = 3.81 \text{ m}$$

La distance entre axes des poteaux dans les deux sens varie entre 0.98m et 5.2 sens y-y et entre 3.6 m et 4.8 selon x-x. 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.

2.2 Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux.

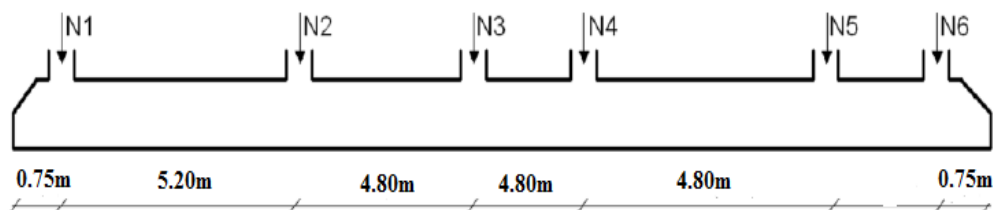


Figure.VI.2 : Semelle filante.

On a :

$$N_1 = 875.274 \text{ KN} ; N_2 = 2879.241 \text{ KN} ; N_3 = 2766.374 \text{ KN} ; N_4 = 2738.054 ;$$

$$N_5 = 1955.577 \text{ KN} ; N_6 = 341.845 \text{ KN}.$$

$$\overline{\sigma_{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}} \times L}$$

$$N = \sum N_i + N_s$$

$$N = 11676.361 \text{ KN}$$

$$L = \sum l_i = 23.39 \text{ m}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}} \times L} = \frac{11.67636}{0.2 \times 23.39} = 2.5 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Ce choix ne convient pas.

2.3. Vérification du Radier général

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

2.3.1. Pré dimensionnement du radier

➤ La Condition de coffrage

$L_{max} = 5.2 \text{ m}$, la plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

- Nervure : $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{520}{10} = 52 \text{ cm}$; soit $h_t = 60 \text{ cm}$

- Dalle : $h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} = 26 \text{ cm}$; soit $h_0 = 30 \text{ cm}$.

• Vérification de condition de rigidité

$$L_{max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

- E : module d'élasticité du béton $E = 32164200 \text{ KPa}$.
- I : inertie de la section du radier.
- K : module de résistance du sol. (On un sol moyen donc $K = 4 \times 10^3 \text{ KN/m}^3$).
- b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0.76m$$

On prend : $h_t = 80cm$

- **La surface du radier**

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

N : Effort transmis de la superstructure + poids du radier + poids des terres.

- **Poids du radier :**

$$P_{rad} = S_{structure} \times h_r \times \gamma_b = 384 \times 0.3 \times 25 = 2880KN$$

- **Poids des terres :**

$$P_{terres} = S_{structure} \times \gamma_h \times (D - h_t) = 384 \times 19 \times (1.5 - 0.8) = 51067.2KN$$

D : Ancrage du radier.

Alors :

$$N = 2880 + 5107.2 + 42592.92 = 50580.12KN$$

$$S_{rad} \geq \frac{50.58012}{0.2} = 252.9m^2$$

$$S_{bat} = 383m^2 \geq S_{rad} = 252.9m^2 \Rightarrow S_{bat} = S_{rad} = 384m^2$$

2.3.2. Vérifications nécessaires

- **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

N_d : charge de calcul pour l'élément vertical le plus sollicité à partir du SAP.

U_c : le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$N_d = 2879.241KN$$

$$U_c = 2(a + b + 2h) = 5.8m$$

$$N_d = 2.879241MN \leq 0.045 \times 5.8 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5} = 3.48MPA$$

- **Vérification de la contrainte dans le sol :**

La formule suivante doit être vérifiée :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

A partir du programme **Socotec** on à : $I_{xx} = 16208.2m^4$; $I_{yy} = 9498.5m^4$; $X_G = 8.89m$;
 $Y_G = 11.18m$

$$M_x = 29872.106KN.m ; M_y = 25764.755KN.m$$

- Sens x-x :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{50.58012}{384} + \frac{29.872106}{16208.2} \times 11.18 = 0.15 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{50.58012}{384} - \frac{29.872106}{16208.2} \times 11.18 = 0.12 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.15 + 0.12}{4} = 0.14 < \bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Sens y-y :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \times X_G = \frac{50.58012}{384} + \frac{25.764755}{9498} \times 8.89 = 0.15 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \times X_G = \frac{50.58012}{384} - \frac{25.764755}{9498} \times 8.89 = 0.12 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.190 + 0.107}{4} = 0.142 > \bar{\sigma}_{sol} = 0.15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification de la stabilité au renversement

Selon le *RPA99/v2003* (Art : 10.1.5), on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- sens x-x : $e = \frac{29.872106}{50.58012} = 0.59 \text{m} \leq \frac{17.2}{4} = 4.3 \text{m}$

- sens y-y : $e = \frac{25.764755}{50.58012} = 0.51 \text{m} \leq \frac{17.2}{4} = 4.3 \text{m}$

- Vérification de la poussée hydrostatique

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

f_s : 1.15 (Coefficient de sécurité).

H : La hauteur d'ancrage du bâtiment = 1.5m.

γ_w : Poids spécifique de l'eau = 10KN/m².

S_{rad} : Surface totale du radier = 384m².

$$N = 47700.12 \text{KN} \geq 1.15 \times 1.5 \times 384 \times 10 = 6624 \text{KN} .$$

VI.3.4. Ferrailage du radier

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferrailage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

1) Calcul des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{struc}} = \frac{50580.1}{384} = 131.72 \text{KN.m}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{struc}} = \frac{37466.74}{384} = 97.56 \text{KN.m}$$

N_u et N_s : poids de la structure avec les combinaisons ELU et ELS.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{360}{520} = 0.69 \Rightarrow \text{a l'ELU } \mu_x = 0.0697; \mu_y = 0.4181 \text{ (Annex II).}$$

$$M_x = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 = 118.98 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 49.74 \text{KN.m}$$

1) Calcul du ferrailage :

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

➤ **En travée** : $M_{tx} = 0.85M_x = 101.13 \text{KN.m}$; $M_{ty} = 0.85M_y = 42.28 \text{KN.m}$

➤ **En appui** : $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 59.49 \text{KN.m}$

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12 \text{cm}$; $\epsilon\rho > 4$, la section minimale d'armatures est :

$$A_x = \rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times \frac{h}{2}$$

$$A_y = \rho_0 \times b \times h$$

Pour des aciers FeE400 $\rho_0 = 0.0008$

La section à ferrailer est $1 \times 0.3 \text{(m}^2\text{)}$. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Ferrailage de la dalle du radier.

		$M(\text{KN.m})$	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	$N^{bre} \text{ barres}$	$S_t(\text{cm})$
Sens x-x	travée	101.13	11.53	2.76	12.06	6HA16	
	appui	59.49	6.52		6.78	6HA12	
Sens y-y	travée	42.28	4.52	2.76	5.65	5HA12	
	appui	59.49	6.52		6.78	6HA12	

- Espacement des armatures :

Armatures // L_x : $S_t = 15\text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 20\text{cm}$.

Armatures // L_y : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 20\text{cm}$.

2) Vérification :

- Vérification au cisaillement (ELU) :

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 15.8\text{KN}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4} = 25.43\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0.0158}{1 \times 0.25} = 0.063\text{MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.167\text{MPa}$$

La condition est vérifiée, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Etat limite de compression du béton (ELS):

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

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans l'acier.

Localisation		$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A(\text{cm}^2)$	$Y(\text{m})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	Observation
Sens xx	En travée	8.117	16.30	0.069	9.47	Vérifiée
	En appuis	4.774	9.429	0.056	6.72	Vérifiée
Sens yy	En travée	4.630	9.074	0.050	7.19	Vérifiée
	En appuis	2.723	0	0.050	4.23	Vérifiée

➤ Schéma de ferrailage

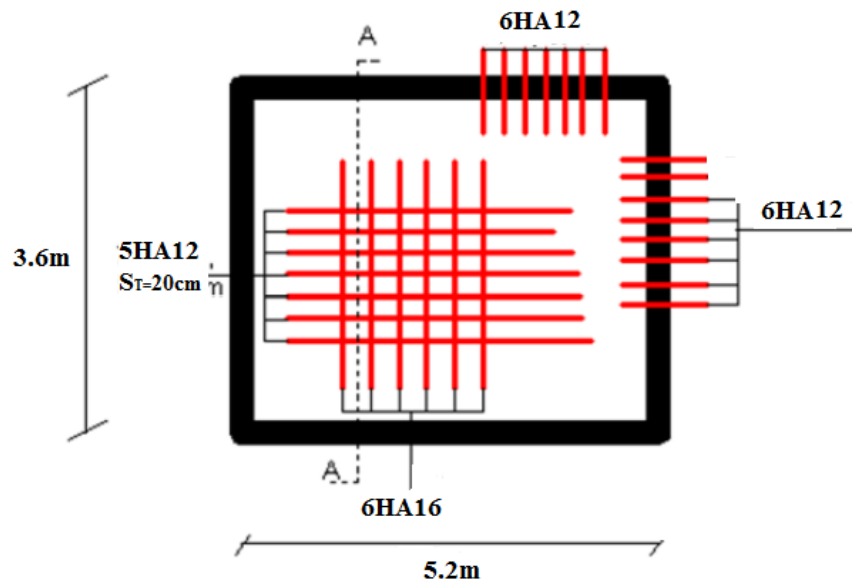


Fig.VI.1. Schéma de ferrailage du radier.

VI .3.6. Ferrailage des nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

P_m : charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.

P_v : charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$P_m = \frac{Q_u}{2} \times \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times l_{xd} \right] \text{ pour une charge trapézoïdale.}$$

$$P_m = P_v = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}} \text{ pour une charge triangulaire.}$$

$$P_v = \frac{Q_u}{2} \times \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) \times l_{xd} \right] \text{ pour une charge trapézoïdale}$$

$$Q_u = 131.72 \text{KN.m} ; Q_s = 97.56 \text{KN.m.}$$

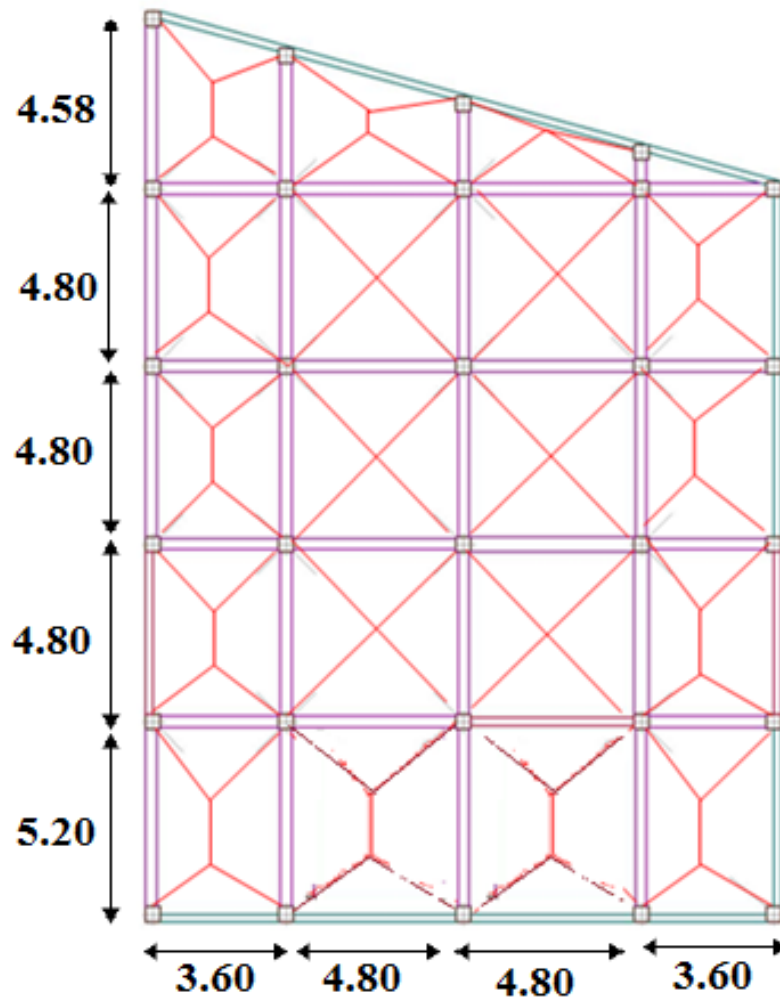


Figure.VI.4. Schéma de rupture de dalle de radier.

- Calcul selon le sens x-x

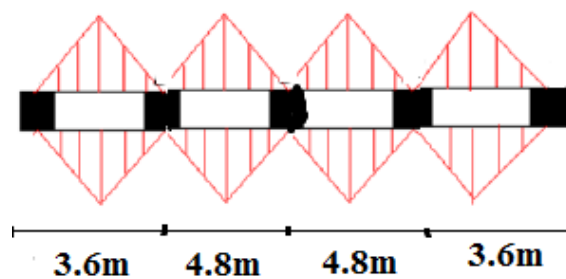


Figure. IV.5. Sollicitation sur les nervures selon x-x

Tableau VI. 3. Charges transmises aux nervures sens x-x de radier à l'ELU

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/ml)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t KN.m	V_u
				M_d	M_g			
1	3.6	3.6	564	-921.08	0	1.34	511.1	759.34
2	4.8	3.84	564	-978.41	-921.08	2.37	674.6	1341.6
3	4.8	3.84	564	921.08	-978.41	2.42	674.6	1365.6
4	3.6	3.6	564	0	921.08	2.25	511.1	-759.3

Figure.VI.4.Charges transmises aux nervures sens x-x de radier à l'ELS

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		M_t KN.m
				M_d	M_g	
1	3.6	3.6	417.78	-682.64	0	378.84
2	4.8	3.84	417.78	725.13	-682.64	500.04
3	4.8	3.84	417.78	-682.64	725.13	500.04
4	3.6	3.6	417.78	0	-682.64	378.84

➤ Calcul selon le sens y-y

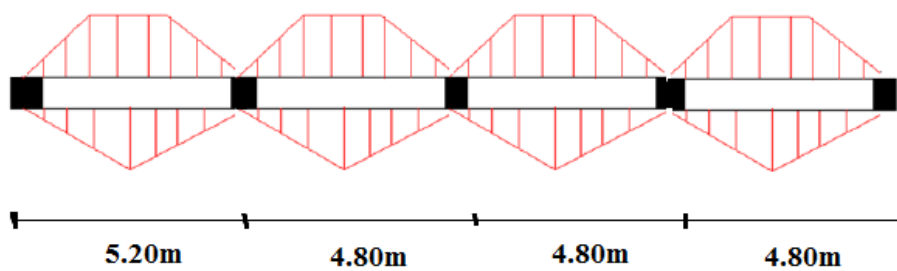


Figure. IV.6. Sollicitation sur les nervures selon y-y

Tableau VI. 5. Charges transmises aux nervures sens y-y de radier à l'ELU

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/ml)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t KN.m)	V_u
				M_d	M_g			
1	5.2	5.2	533.28	-1331,35	0	2,12	1198,27	1386,73
2	4.8	3.84	482.45	-836,94	-1331,35	2,61	316,303	
3	4.8	3.84	482.45	-1098,48	836,94	2,28	424,818	
4	4.8	4.8	482.45	0	-1098,48	2,87	894,49	

Figure.VI.6.Charges transmises aux nervures sens y-y de radier à l'ELS

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/ml)	M_a (KN.m)		M_t KN.m
				M_d	M_g	
1	5.2	5.2	395,02	-999,44	0	882,19
2	4.8	3.84	375,37	-651,18	-999,44	262,68
3	4.8	3.84	375,37	-854,67	-651,18	330,52
4	4.8	4.8	375,37	0	-854,67	695,95

• Ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une section en Té en flexion simple.

$$h = 80cm; h_0 = 30cm; b_0 = 60cm$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{360}{2}, \frac{520}{10}\right) = 52cm$$

$$b_1 = 50cm$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 160cm$$

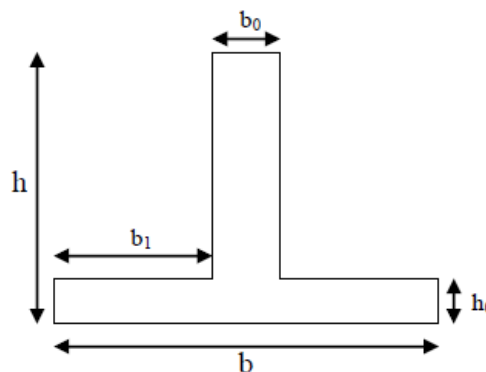


Figure.VI.6. Section à ferrailer

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.7. Résumé des résultats de ferrailage des nervures.

Sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)	Choix des barres
X-X	Travée	674.6	45.92	21.25	49.09	10HA25
	Appui	-978.41	52.27	21.25	58.91	12HA25
Y-Y	Travée	1198.27	56,93	21.25	58.91	12HA25
	Appui	1331.35	59,78	21.25	64.83	5HA32+5HA25

• Vérifications :

A l'ELU :

1- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPA\right) = 2.5MPA$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.8. Vérification de l'effort tranchant.

Sens	$V_u(KN)$	$\tau_{bu}(MPA)$	$\bar{\tau}_{bu}(MPA)$	Observation
X-X	1365.6	2.1	2.5	Vérifiée
Y-Y	1386,73	2.15	2.5	Vérifiée

A l'ELS :

1- Vérification des contraintes :

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

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right] = 201.63MPA$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9. Vérification des contraintes.

Sens	Y(m)	I(m ²)	$\sigma_{bc}(MPA)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPA)$	$\sigma_s(MPA)$	$\bar{\sigma}_s(MPA)$	Observation	
X-X	Travée	0.23	0.436	2.73	15	145.69	201.63	vérifiée
	Appui	0.22	0.039	4.2	15	159.40	237.32	vérifiée
Y-Y	Travée	0.29	0.068	3.79	15	150.32	201.63	vérifiée
	Appui	0.305	0.073	4.17	15	158.8	159.405	vérifiée

- Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = (21.43; 65; 20) = 20mm$$

Soit : $\phi_t = 10mm$

- Espacement des aciers transversaux :

Soit $A_t = 5HA10 = 3.93cm^2$

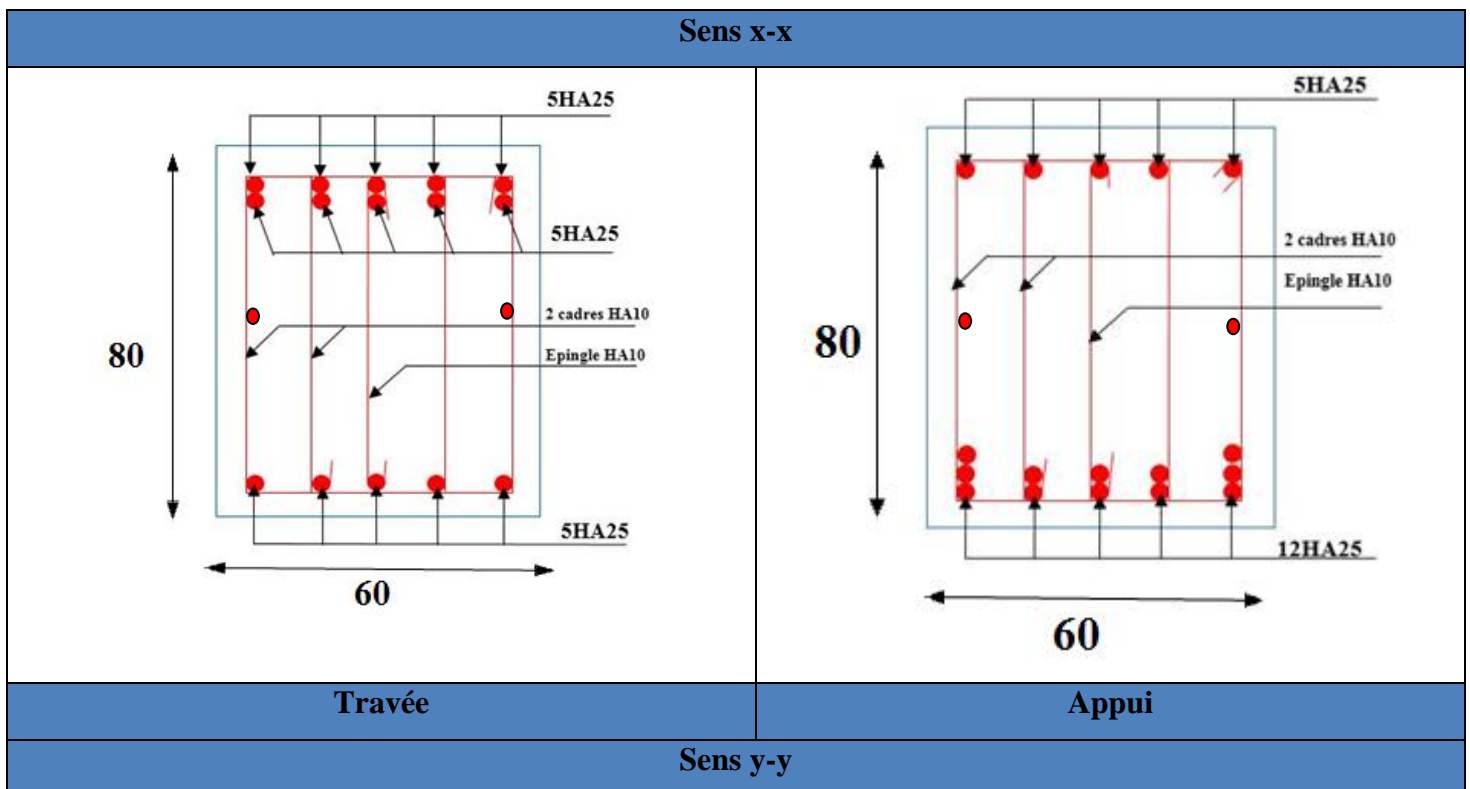
$$1) S_t \leq \min(0.9d; 40cm) = (63; 40)cm \Rightarrow S_t \leq 40cm$$

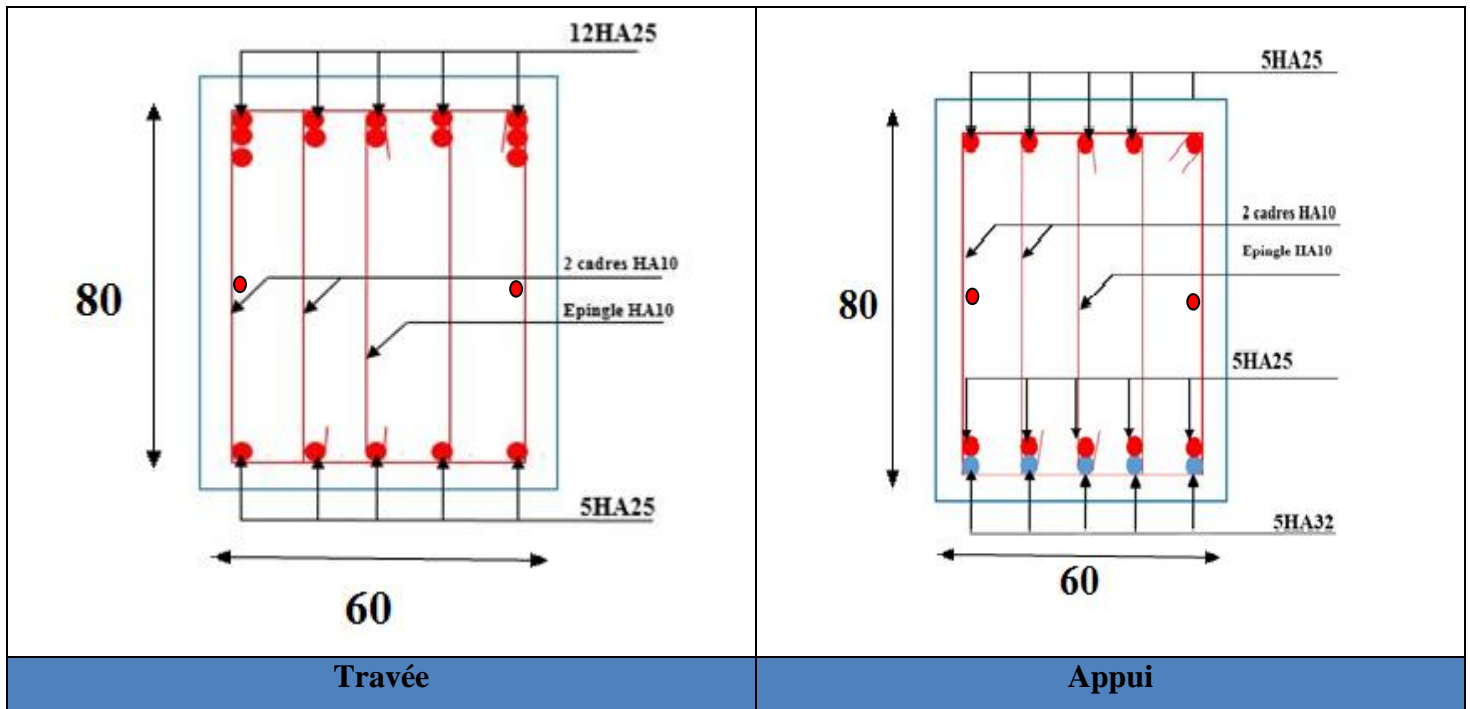
$$2) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4b_0} = \frac{3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.65} = 0.6m = 60cm$$

$$3) S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.93 \times 400 \times 10^{-4}}{0.65 \times (1.38 - 0.3 \times 2.1)} = 0.26m = 26cm$$

Soit : $S_t = 15cm$

- Schémas de ferrailage des nervures :





VI.2 Voile périphérique :

VI.2.1 Introduction :

Selon le RPA99/version 2003 Les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de la base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante

VI.2.2 Dimensionnement des voiles périphériques

- Hauteur $h = 7.3\text{m}$.
- Epaisseur $e = 25\text{ cm}$.
- Largeur $L = 18\text{ m}$.

VI.2.3 Caractéristiques du sol

- Poids spécifique : $\gamma = 22.1\text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 28.96^\circ$
- La cohésion : $C = 0.01\text{ bars}$

VI.2.4 Evaluation des charges et surcharges:

Figure 49 - Répartition des contraintes sur la voile périphérique.

$$\sigma_{min} = 1.5 \times Q = 5.1 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 79.19 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 60.66 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_m \times 1 = 60.66 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable.

$$\begin{cases} l_x = 3.86\text{m} \\ l_y = 4.8\text{m} \end{cases} \quad \begin{cases} b = 1\text{ m} \\ e = 25\text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.80 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens.}$$

Tableau .10. Les Sollicitations dans la voile périphérique

	μ	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$
Sens x-x	0.0561	66.19	49.6	33.09
Sens y-y	0.5959	39.44	29.5	19.72

Le ferrailage se fait pour une section de (b×e).

Les résultats de calcul sont regroupée dans le tableau ci-après sachant que :

$$A_{min} = 0.1\% \times b \times h \dots \dots \text{condition exigée par le RPA}$$

Tableau VI.11. Section des armatures du voile périphérique

Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$
Travée x-x	49.6	0.075	0.0979	0.22	6.45	2.5	6HA12=6.79
Travée y-y	29.5	0.045	0.057	0.224	3.78	2.5	5HA10=3.93
Appui	33.09	0.05	0.064	0.224	4.24	2.5	5HA12=5.65

VI.4.6. Vérifications :

A L'ELU:

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

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration nuisible.}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{60 \times 3.86}{2} \times \frac{4.8^4}{3.86^4 + 4.8^4} = 81.65\text{KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{60 \times 4.8}{2} \times \frac{3.86^4}{4.8^4 + 3.86^4} = 42.46\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{81.65 \times 10^{-3}}{1 \times 0.21} = 0.38 < 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

A L'ELS :

$$\mu_x = 0.0628$$

$$\mu_y = 0.7111$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 58.28\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 3.4\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 44.56\text{KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{max} \times 1\text{ml} = 44.56\text{KN/m}$$

Tableau .11. Les Sollicitations dans le voile périphérique à l'ELS

	μ	$M_0(\text{cm}^2)$	$M_t(\text{cm}^2)$	$M_a(\text{cm}^2)$
Sens x-x	0.0628	54.53	40.89	27.26
Sens y-y	0.7111	38.77	29.08	29.83

• **Vérification des contraintes :**

La fissuration est considérée nuisible.

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Dans le béton.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(1.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Dans l'acier.}$$

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12. Vérification limite de compression dans le béton .

<i>sens</i>		<i>M(KN.m)</i>	<i>y(cm)</i>	<i>I(cm⁴)</i>	<i>σ_{bc}(MPa)</i>	<i>σ_{bc}(MPa)</i>	<i>Observation</i>
<i>Travée</i>	<i>X-X</i>	40.89	5.9	36628	6.5	15	<i>Vérifiée</i>
	<i>Y-Y</i>	29.08	4.6	23201	5.83	15	<i>Vérifiée</i>
<i>Appuis</i>		29.83	5.4	31499	4.72	15	<i>Vérifiée</i>

Tableau VI.13. Vérification des contraintes.

<i>sens</i>		<i>M(KN.m)</i>	<i>y(cm)</i>	<i>I(cm⁴)</i>	<i>σ_{bc}(MPa)</i>	<i>σ_s(MPa)</i>	<i>Observation</i>
<i>Travée</i>	<i>X-X</i>	40.89	5.9	36628	286,38	201.63	<i>non vérifiée</i>
	<i>Y-Y</i>	29.08	4.6	23201	345,01	201.63	<i>non vérifiée</i>
<i>Appuis</i>		29.83	5.4	31499	227.82	201.63	<i>non vérifiée</i>

$\sigma_s \geq \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ Condition non vérifiée, on va redimensionner la section d'acier.

On doit augmenter la section des armatures forfaitairement, pour cela on optera :

- 6HA14/ml=9.24cm² en travée dans le sens x-x, ce qui nous à donner une contrainte dans l'acier : $\sigma_s = 200.5 \text{ MPa} \leq 201.63 \text{ MPa}$.
- 6HA14/ml=9.24cm² en travée dans le sens y-y, ce qui nous à donner une contrainte dans l'acier : $\sigma_s = 194.39 \text{ MPa} \leq 201.63 \text{ MPa}$
- 6HA12/ml=6.79 cm² en appui, ce qui nous à donner une contrainte dans l'acier : $\sigma_s = 179.63 \text{ MPa} \leq 201.63 \text{ MPa}$.

Le schéma de ferrailage :

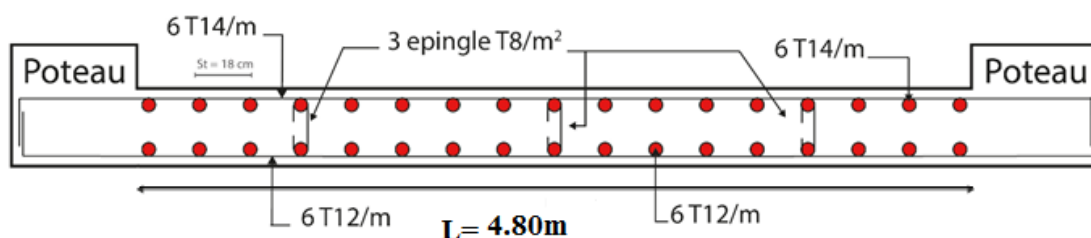


Figure VI.7. Ferrailage du voile périphérique.

VI.3. Les longrines :

VI.3.1 Solidarisation des points d'appui

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarités par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

VI.3.2. dimensionnement des longrines de liaison :

Le RPA99/2003, exige les conditions suivantes :

- Les points d'appuis doivent être solidarisés, par un réseau bidirectionnel de longrines, pour s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.
- Les dimensions minimales de la section transversale des longrines en site S₂ sont de : 25*30 cm².
- Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction, sous l'action d'une force égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\text{KN}$

Avec :

N : force égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie d site considéré.

$$N=2879.241\text{KN}$$

$$F=2879.241/15=191.19\text{KN}$$

Donc : $F > 20\text{KN}$

VI. 3.3. Ferrailage :**❖ Armatures longitudinales :**

La section d'armatures est calculée en traction, alors :

$$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_s}$$

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte limite des aciers.

En cas de situation préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min(2/3f_e, 150 \times \eta)$

$$\bar{\sigma}_s = 240\text{MPa}$$

$$A = \frac{0.19119}{240} = 7.97\text{cm}^2$$

Nous choisissons une section de : $30 \times 40\text{cm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 0.6\% \times 30 \times 40$

$$A_{\min} = 7.2\text{cm}^2$$

Choix des barres : $8T12 = 9.05\text{cm}^2$

❖ Armatures transversales :

Nous choisissons un cadre et une épingle $\phi 8$.

Espacement des cadres $S_t \leq \min(20\text{cm}, 15\phi_1)$.

ϕ_1 : Diamètre des armatures.

Nous choisissons : $S_t = 20\text{cm}$.

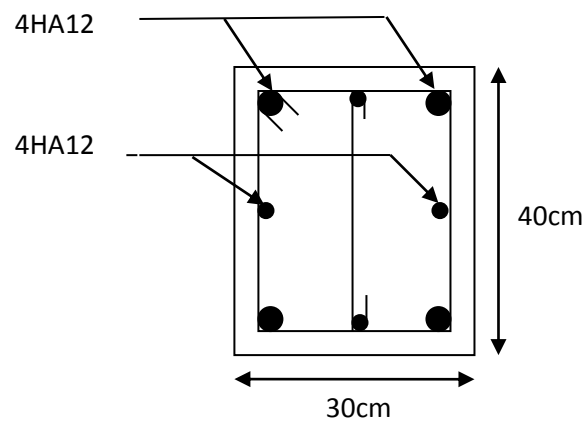


Fig.VI.8. Schéma de ferrailage de la longrine.



CONCLUSION GENERAL

CONCLUSION GENERALE :

Tout au long de notre projet de fin d'étude, on a pu apprendre toute la démarche à mettre en place sur un projet concret : de la lecture des plans architecturaux à la conception d'une note de calcul en passant par la modélisation sous logiciel SAP2000 (version 14)

D'autre part cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- 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 influence directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes, de ce fait il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux, ce qui conduit généralement à d'importantes sections de poteaux.
- La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé sauf le poteau du comble.



BIBLIOGRAPHIE

LA BIBLIOGRAPHIE :

- ✓ Le CBA93 (Code De Béton Armé). [1]
- ✓ Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien). [2]
- ✓ Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites). [3]
- ✓ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
[4]
- ✓ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles). [5]
- ✓ Cours de béton armé, 3ème et 1ère année master de génie civil [6]
- ✓ Anciens mémoires de fin d'étude. [7]



ANNEXES

Annexe I

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 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	37.70
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	7.70	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	150.8
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	15.83	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	188.5
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	226.2
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

Annexe II

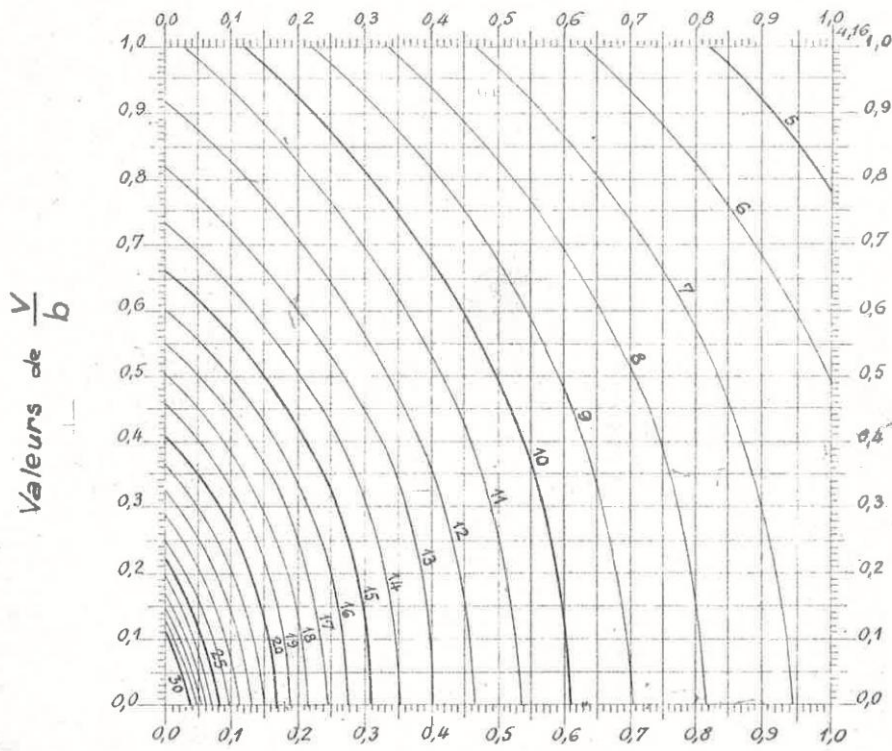
DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{v}{v}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{v}{v}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe III

Cas de $\rho = 0,9$

$M_1 \times 10^2$

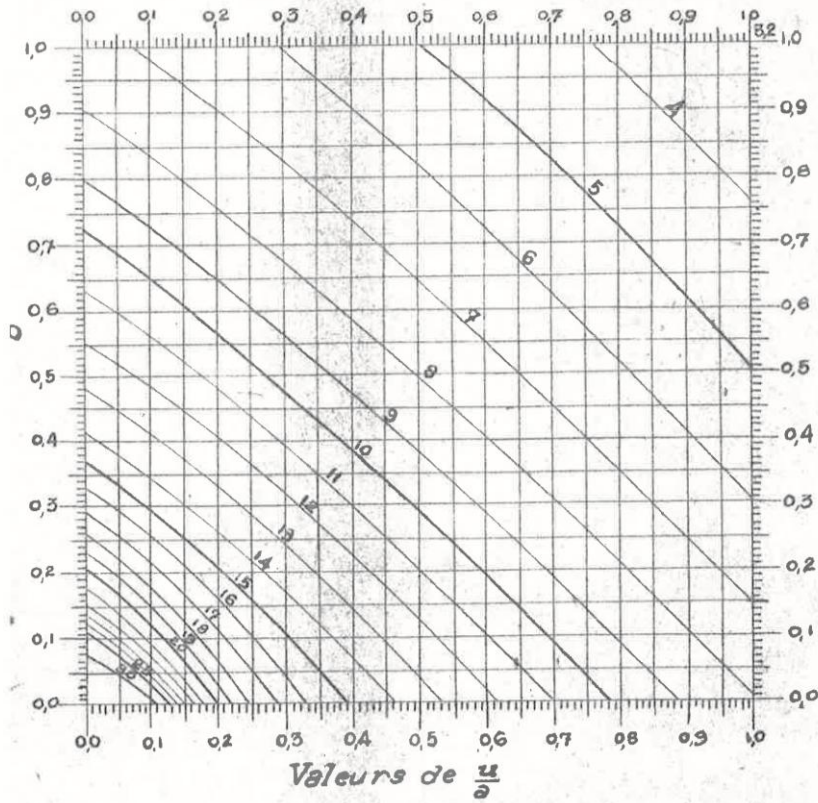


Valeurs de $\frac{D}{b}$

Annexe IV

Cas de $\rho = 0,9$

Valeurs de $M_2 \times 10^2$





PLAN DE LA STRUCTURE