



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'étude

En Vue d'obtention du diplôme De Master II en génie civil

Option : Matériaux et Structure

Thème

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

Présenté par :

ENCADRE PAR : M^{ME} HAMOUCHE

M^{ELLE} AMROUCHE SAMIRA

M^{ELLE} AMRANI FADILA

Membres de jury :

M^{me}. Seghir

M^{me}.Laoubi

JUIN 2014

Remerciements

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

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

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

*A M^{me} OURABAH: notre promotrice, pour avoir acceptée
de nous guider sur le bon chemin du travail.*

*Aux membres de jury : pour avoir acceptés de juger notre
travail.*

*A Mr SAHI BADIS: Ingénieur en génie civil, pour avoir
accepté de nous aider, surtout dans la modélisation.*

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

Dédicaces

Je dédie du fond du cœur ce modeste travail à ceux que j'aime :
A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents d'être là à mes cotés durant toutes ces années, que dieu vous garde et vous bénisse.

Mon très cher mari samir ainsi que sa famille

A Ma très chère sœur khoukha, son mari et ses enfants que j'aime beaucoup.

A mes frères salah et said et ma grand-mère safia ainsi à la mémoire de ma grand-mère menoune.

A Sonia et nana farida et ma tante, mon oncle et sa femme ainsi à toute ma famille.

Mes copines de chambre D13, mes amies walida, Lydia, Nora et à tous ceux qui nous sont chères.

Fadila

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- ✓ A mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir réussir.*
- ✓ A mes très chères sœurs Warda et linda.*
- ✓ A mes très chers frères youba et Kousseilla et à toute la famille AMROUCHE et BOUROUF.*
- ✓ A mon cher badis et à toute sa famille.*
- ✓ A mes copines et tous les gens qui m'aidé de loin ou de prés.*

samira

TABLE DES MATIERES

Introduction Générale

CHAPITRE 1 : GENERALITES

1-1 :INTRODUCTION	1
1-2 :Présentation de l'ouvrage	1
1-3 : Les caractéristiques géométriques de la structure	1
1-4 :Présentation de la structure	1
1-5 :Caractéristiques du sol d'assise	2
1-6 : Caractéristiques mécaniques des matériaux	2
1-6-1: Le béton	2
1-6-2: Résistance et caractéristique de L'acier	4
CONCLUSION:	5

CHAPITRE2 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

2-1 :INTRODUCTION	6
2-2: Les planchers	6
2-2-1: Plancher à corps creux	6
2-2-2: Les dalles pleines	8
2-3 : Les escaliers.....	10
2-3-1: Définition	10
2-3-2: Dimensionnement.....	10
2-3-3:Les différents types d'escaliers	10
2-4 : Les poutres	12
2-4-1: Les poutres principales (PP)	13
2-4-2: Les poutres secondaires (P.S).....	13
2-5 : Les voiles	13
2-6 : L'acrotère	14
2-7 : Les poteaux	15
2-8 : Evaluation des charges et surcharges	16
2-8-1: Plancher terrasse.....	16

2-8-2: Plancher étages courants	16
2-8-3: Evaluation des charges sur les balcons	17
2-8-4: Evaluations des charges sur les murs	17
2-8-5: Surcharge d'exploitation	17
2-9 : Descente des charges.....	18
2-9-1: Poteau 1 (poteau intermédiaire)	19
2-9-2: Poteau 2 (poteau de rive).....	21
2-9-3: Poteau 3 (niveau de la cage d'escalier)	22
2-9-4: Remarque	22
CONCLUSION:	25
CHAPITRE3: ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX	
3-1 :INTRODUCTION	26
3-2 : ETUDE DU PLANCHER.....	26
3-2-1: Les différents types des poutrelles	26
3-2-2: Calcul des sollicitations	27
3-2-3: Exemple de calcul	27
3-2-4: Ferrailage	32
3-3 : ETUDE DES DALLES PLEINES.....	41
3-3-1: Panneau sur 4 appuis (entourant la cage d'ascenseur)	41
3-3-2: Dalle sur 2 appuis (balcon)	46
3-3-3: Dalle sur 3 appuis (intérieure de l'habitation FPN)	48
3-3-4: Dalle sur 3 appuis (balcon)	52
3-4 : ETUDE DES ESCALIERS.....	55
3-4-1: Type 1 (escalier une seule volée)	55
3-4-2: Type 2 (escalier a deux volées)	64
3-4-3: Type 3 (escalier 3 volées étage courant).....	69
3-5 : Etude de la poutre brisée.....	76
3-5-1: Calcul de la poutre brisée1 (étage courant)	76
3-5-2: Calcul de la poutre brisée 2 (RDC)	79
3-6 : ETUDE DE L'ASCENSEUR.....	80
3-6-1: Définition	80
3-6-2: Etude de la dalle de l'ascenseur	81
3-6-3: Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	85

3-7 : ETUDE DE L'ACROTERE	87
3-7-1: Hypothèse de calcul	87
3-7-2: Evaluation des charges et surcharges.....	87
3-7-3: Ferrailage	89
3-7-4: Schéma de ferrailage.....	91

CHAPITRE 4 : ETUDE DYNAMIQUE

4-1 :INTRODUCTION	92
4-2 : Objectifs et exigences.....	92
4-3 : Méthodes de calcul	92
4-3-1: Méthode statique équivalente	93
4-3-2: Méthode dynamique modale spectrale.....	96
4-3-3 Méthode d'analyse par accélérogramme:	97
4-4 : Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes	97
4-5 : Interprétation des résultats de l'analyse dynamique.....	98
4-5-1: Disposition des voiles	98
4-5-2: Section des poteaux adoptés	98
4-5-4: Comportement de la structure.....	99
4-5-5: Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003.....	100
4-6 : Conclusion	104

CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

5-1: Introduction.....	105
5-2: Etude des poteaux.....	105
5-2-1: Recommandations du RPA99 (version 2003)	105
5-2-2: Sollicitations de calcul	107
5-2-3: Calcul du ferrailage.....	107
5-2-4: Vérifications	110
5-2-5: Schémas de ferrailages des poteaux.....	112
5-3: Etude des poutres.....	114
5-3-1: Recommandation du RPA99/2003.....	114
5-3-2: Calcul de ferrailage	115
5-3-3: Vérifications	116
5-3-4: Vérification à l'ELS	117
5-3-5: Schéma de ferrailage.....	118

5-4: Vérification des zones nodales	118
5-5: ETUDE DES VOILES	120
5-5-1: Recommandation du RPA	121
5-5-2 Le ferrailage:.....	122
5-5-3: Disposition des voiles	124
5-5-4: Schéma de ferrailage.....	127
CHAPITRE 6: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
6-1: Introduction.....	128
6-2: Choix de type des fondations.....	128
6-2-1: Semelle isolée	128
6-2-2 Les semelles filantes:	129
6-2-3: Radier général.....	130
6-2-4: Ferrailage du radier	133
6-3: Les nervure.....	136
6-3-1: Calcul des sollicitations	137
6-3-2: Ferrailage des nervures	139
6-3-3: Vérifications	140
6-3-4: Schémas de ferrailage des nervures	141

conclusion générale

LISTE DES TABLEAUX

Tableau2-1 : pré dimensionnement de l'escalier deux volées	12
Tableau2-2 : pré dimensionnement de l'escalier trois volées étage courant	12
Tableau2-3 : pré dimensionnement des poteaux	15
Tableau2-4 : Charges et surcharges du plancher terrasse	16
Tableau2-5 : Charges et surcharges d'étage courant	16
Tableau2-6 : Charges et surcharges sur les balcons	17
Tableau2-7 : Charges et surcharges sur les murs	17
Tableau2-8 : Surcharges d'exploitation	17
Tableau2-9 : Dégression de charges	18
Tableau2-10 : Poids propre des poteaux.....	18
Tableau2-11 : Descente de charge poteau1	20
Tableau2-12 : Vérification des poteaux à la compression simple	23
Tableau2-13 : Vérification de critère de stabilité de forme	24
Tableau3-1 : Les différents types des poutrelles	26
Tableau 3-2 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales	32
Tableau 3-3 : Résumé de ferrailage des poutrelles	39
Tableau 3-4 : Evaluation de la flèche	39
Tableau 3-5 : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	40
Tableau 3-6 : Ferrailage de panneau sur 4 appuis	42
Tableau 3-7 : Vérification des contraintes	43
Tableau 3-8 : Résultats de calcul à la flexion simple et ferrailage de la dalle.....	47
Tableau 3-9 : Résultats de calcul des contraintes de béton et d'acier	47
Tableau 3-10 : Résultats de calcul à la flexion et ferrailage de la dalle en travée	49
Tableau 3-11 : Résultats de calcul à la flexion et ferrailage de la dalle en appui	49

Tableau 3-12 : Résultats de calcul de la contrainte de béton	50
Tableau 3-13 : Résultats de calcul à la flexion simple et ferrailage de la dalle en travée...	52
Tableau 3-14 : Résultats de calcul à la flexion et ferrailage de la dalle en appui	53
Tableau 3-15 : Résultats de calcul de la contrainte de béton et l'acier	54
Tableau 3-16 : Evaluation des charges de la volée de l'escalier type1	55
Tableau 3-17 : Evaluation des charges du palier de l'escalier type1.....	56
Tableau 3-18 : Résultats de calcul à la flexion simple et ferrailage de l'escalier	57
Tableau 3-19 : Résultats de calcul des contraintes de béton	58
Tableau 3-20 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple	61
Tableau 3-21 : Résultats de calcul des contraintes de béton	62
Tableau 3-22 : Evaluation des charges de la volée de l'escalier type2	64
Tableau 3-23 : Evaluation des charges de palier de l'escalier type2	64
Tableau 3-24 : Résultats de ferrailage de l'escalier type2 (volée1).....	65
Tableau 3-25 : Résultats de calcul des contraintes de béton	66
Tableau 3-26 : Les différents cas de chargement de l'escalier type2(Volée1)	67
Tableau 3-27 : Résultats de ferrailage de l'escalier type2 (volée2).....	67
Tableau 3-28 : Résultats de calcul des contraintes de béton	68
Tableau 3-29 : Evaluation des charges de la volée de l'escalier type3	69
Tableau 3-30 : Evaluation des charges du palier de l'escalier type 3.....	70
Tableau 3-31 : Résultats de ferrailage de l'escalier type3 (1 ^{er} et 3 ^{eme} Volée)	71
Tableau 3-32 : Résultats de calcul des contraintes de béton	72
Tableau 3-33 : Résultats de ferrailage de l'escalier type3 (1 ^{er} et 3 ^{eme} Volée)	74
Tableau 3-34 : Résultats de calcul des contraintes de béton	75
Tableau 3-35 : Résultats de calcul des moments et leurs ferrailages ainsi que la contrainte de cisaillement	77
Tableau 3-36 : Moments et ferrailage correspondant	80

Tableau 3-37 : Résultats de calcul	83
Tableau 3-38 : Résultats de calcul	86
Tableau 3-39 : Vérification des contraintes	87
Tableau 3-40 : Sollicitations de calcul sur l'acrotère	88
Tableau 3-41 : Résultats de calcul des armatures longitudinales.....	90
Tableau 4-1 : Valeurs des pénalités pq.....	94
Tableau 4-2 : Les sections des poteaux adoptée	98
Tableau 4-3 : Mode de vibration et taux de participation de masse	99
Tableau 4-4 : Vérification de l'interaction sous charges verticales	101
Tableau 4-5 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales	101
Tableau 4-6 : Résumé des résultats	102
Tableau 4-7 : Vérification de la résultante des forces sismiques	102
Tableau 4-8 : Vérification des déplacements.....	103
Tableau 4-9 : Vérification des effets $p-\Delta$	104
Tableau 5-1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	106
Tableau 5-2 : Sollicitations dans les poteaux	107
Tableau 5-3 : Ferrailage des poteaux.....	109
Tableau 5-4 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	109
Tableau 5-5 : Justification de l'effort normal ultime	111
Tableau 5-6 : Vérification des contraintes dans le béton	111
Tableau 5-7 : Vérification des contraintes tangentielles.....	112
Tableau 5-8 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	112
Tableau 5-9 : Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99	115
Tableau 5-10 : Les sollicitations les plus défavorables	115
Tableau 5-11 : Résultats de calculs de ferrailages des poutres	115
Tableau 5-12 : Vérification des contraintes tangentielles	117

Tableau 5-13 : Vérification des armatures longitudinales aux cisaillements	117
Tableau 5-14 : Vérification de L'état limite de compression	117
Tableau 5-15 : Vérification de la flèche pour les poutres	118
Tableau 5-16 : Les moments résistants dans les poteaux.....	119
Tableau 5-17 : Vérification de la zone nodale dans différents étages	120
Tableau 5-18 : Ferrailage du voile $V_{x1}=V_{x4}$	124
Tableau 5-19 : Ferrailage du voile V_{x2}	124
Tableau 5-20 : Ferrailage du voile V_{x3}	125
Tableau 5-21 : Ferrailage du voile $V_{y1}=V_{y3}$	126
Tableau 5-22 : Ferrailage du voile V_{y2}	126
Tableau 5-23 : Ferrailage du voile V_{y4}	127
Tableau 6-1 : Tableau de ferrailage du radier	134
Tableau 6-2 : Vérification des contraintes	135
Tableau 6-3 : Vérification des contraintes nouvelles	135
Tableau 6-4 : Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal	137
Tableau 6-5 : Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal	138
Tableau 6-6 : Résumé des résultats de ferrailage.....	139
Tableau 6-7 : Vérification de l'effort tranchant	140
Tableau 6-8 : Résumé des résultats (Vérification des contraintes)	140
Tableau 6-9 : Vérification des contraintes nouvelles	140

TABLE DES FIGURES

Figure 2-1 : Plancher à coups creux.....	6
Figure 2-2 : Schéma d'une poutrelle.....	7
Figure 2-3 : Schéma de disposition des poutrelles.....	8
Figure 2-4 : Dalle sur 02 appuis.....	9
Figure 2-5 : Dalle sur 03 appuis.....	9
Figure 2-6 : Panneaux sur 04 appuis.....	9
Figure 2-7 : Schéma d l'escalier.....	10
Figure 2-8 : Escalier a un seul volé avec un schéma statique.....	11
Figure 2-9 : Escalier a deux volées perpendiculaires avec un schéma statique.....	11
Figure 2-10 :Escalier trois volées avec schéma statique.....	12
Figure 2-11 : coupe verticale d'un voile.....	14
Figure 2-12 :Schéma de l'acrotère.....	14
Figure 2-13 :Plan de repérage des poteaux dans la descente de charge.....	19
Figure 2-14 :Descente de charge poteau1.....	19
Figure 2-15 :Descente de charge poteau2.....	21
Figure 2-16 :Descente de charge poteau3.....	22
Figure 3-1 :Schéma statique de la poutrelle type1.....	27
Figure 3-2 :Schéma statique de la poutrelle type3.....	29
Figure 3-3 :Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	41
Figure 3-4 :Panneau sur 04 appuis.....	41
Figure 3-5 :Schéma de ferrailage du panneau sur 4 appuis.....	46
Figure 3-6 :Dalle sur 2 appuis (balcon).....	46
Figure 3-7 :Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis(balcon).....	48
Figure 3-8 :Dalle sur 3 appuis.....	48
Figure 3-9 :Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.....	51
Figure 3-10 :Dalle sur 3appuis (balcon).....	52
Figure 3-11 :Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis (balcon).....	55
Figure 3-12 :Schéma statique de l'escalier type1.....	56
Figure 3-13 :Schéma de ferrailage l'escalier type1.....	60
Figure 3-14 :Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	63
Figure 3-15 :Schéma statique de l'escalier type2 (volée1).....	64

Figure 3-16 : Schéma de ferrailage de l'escalier type2(volée1).....	67
Figure 3-17 :Schéma statique de l'escalier type2 (volée2).....	67
Figure 3-18 :Schéma de ferrailage de l'escalier type2 (volée2).....	69
Figure 3-19 :Schéma statique de l'escalier type3(1 ^{ère} et 3 ^{ème} volée).....	70
Figure 3-20 :Schéma de ferrailage de l'escalier type3(1 ^{er} et 3 ^{ème} volée).....	74
Figure 3-21 : Schéma statique de l'escalier type3 (2 ^{ème} volée).....	74
Figure 3-22 :Schéma de ferrailage de l'escalier type3 (2 ^{ème} volée).....	76
Figure 3-23 :Schéma statique de la poutre brisée1.....	76
Figure 3-24 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée1.....	79
Figure 3-25 : Schéma statique de la poutre brisée2.....	79
Figure 3-26 :Schéma de ferrailage de la poutre2.....	80
Figure 3-27 :Schéma représentant de la surface d'impact.....	81
Figure 3-28 : Schéma de ferrailage de la dalle du local machine.....	85
Figure 3-29 :Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.....	87
Figure 3-30 :Schéma statique de l'acrotère.....	88
Figure3-31 :section considérée pour le calcul de l'acrotère.....	89
Figure 3-32 :ferrailage de l'acrotère.....	91
Figure 4-1 :vue en 3D de la structure.....	93
Figure 4-2 :schéma de disposition des voiles.....	98
Figure 4-3 :Mode 1 ,Translation suivant l'axe y-y.....	99
Figure 4-4 :Mode 2, Translation suivant l'axe x-x.....	100
Figure 4-5 : Mode 3,Translation suivant l'axe z-z.....	100
Figure 5-1 :La zone nodale.....	106
Figure 5-2 :Section d'un poteau.....	111
Figure 5-3 :Schéma de ferrailage des poutre principales et secondaires.....	118
Figure 5-4 :Zone nodale.....	119
Figure 5-5 :Disposition des armatures verticales (vue en plan).....	121
Figure 5-6 :Schéma d'un voile pleine.....	122
Figure 5-7 :Disposition des voiles.....	124
Figure 5-8 :Schéma de ferrailage du voile.....	127
Figure 6-1 :Semelle isolée de fondation.....	129
Figure 6-2 :Semelle filante.....	130
Figure 6-3 :Dalle sur quatre appuis.....	134
Figure 6-4 :Schéma de ferrailage du radier.....	136

Figure 6-5 :Sollicitation sur les nervures longitudinales.....	137
Figure 6-6 :Diagramme des moments sens XX tirés par le sap2000.....	138
Figure 6-7 : Sollicitation sur les nervures transversales.....	138
Figure 6-8 :Diagramme des moments sens YY tirés par le sap2000.....	139
Figure 6-9 :Section à ferrailer.....	139
Figure 6-10 :Schéma de ferrailage des nervures.....	142

Symboles Et Notations

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

Au : Section d'aciers à l'ELU.

At : Section d'armature transversale.

A : Coefficient d'accélération de zone

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B : La largeur (m).

C : Constante de compressibilité.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

C_r : Cohésion réduite.

D : Diamètre.

D_e : Hauteur d'ancrage équivalente (m).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, Séisme.

E_b : Module de déformation longitudinal de béton.

E_i : Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours).

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

F : Force.

F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : La hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

H_c : La profondeur critique (m).

I : Moment d'inertie (m⁴)

Q : Charge variable (d'exploitation).

Q : Facteur de qualité .

L : Longueur ou portée.

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

M : Moment en général.

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

Mser : Moment de calcul de service.

Mt : Moment en travée.

N_{c max}, N_{q max} : Termes de portance pour les fondations profondes.

Ns : Effort normal de service.

Nu : Effort normal ultime

N_r: Poids du radier (KN).

N : Effort normale du aux charges verticales.
N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).
P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
P_{radier} : Poids du radier (KN).
Q_P : Résistance de pointe d'un pieu.
Q_S : Frottement latéral.
Q_l : Charge limite d'un pieu.
R : Coefficient de comportement global.
S : Section.
S_r : Surface du radier (m²).
S_t : Surface totale du bâtiment (m²).
St : Espacement des armatures.
T : Effort tranchant.
T₂ : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.
V : Effort tranchant.
V_{ser} : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.
V_u : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.
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.
X, Y et Z : Coordonnées en général.
Z : Coordonnée d'altitude, bras de levier
Z : Profondeur au dessous de la fondation (m).
a : Une dimension (en général longitudinale) .
b₀ : 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 comprimée à la fibre extrême la plus comprimée.
e : Excentricité, épaisseur.
f : Flèche
f_e : Limite d'élasticité
h_t : Hauteur total du radier (m).
h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
σ_b : Contrainte de compression du béton.
σ_s : Contrainte de compression dans l'acier
v : Coefficient de poison
σ : Contrainte normale.
γ_h : Poids volumique humide (t/m³).
γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m³).
φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).
σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
q_{s max} : Frottement latéral unitaire limite
q : Contrainte transmise par la structure au sol (bars).

q_u : Contrainte effective de rupture de la semelle (bars).

q : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).

k_c : Coefficient de portance.

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

α : Coefficient dépendant de la nature de sol.

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.

σ_v : Contrainte verticale due au sol au niveau de la base de la fondation.

σ_H : Contrainte totale horizontale au niveau de l'essai.

σ_v : Contrainte totale verticale au niveau de l'essai.

q_{ref} : Contrainte de référence appliquée par la semelle au sol

q_u : Contrainte ultime (limite, de rupture) du sol.

γ_q : Coefficient de sécurité.

Introduction générale

Les secousses sismiques sont sûrement l'une des plus dangereuses des catastrophes naturelles ; pour mieux se protéger contre elles, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine des forts mouvements de sol.

Depuis le séisme de BOUMERDES en 2003, le règlement parasismique algérien a été modifié vu le regain d'intérêt pour les constructions parasismiques.

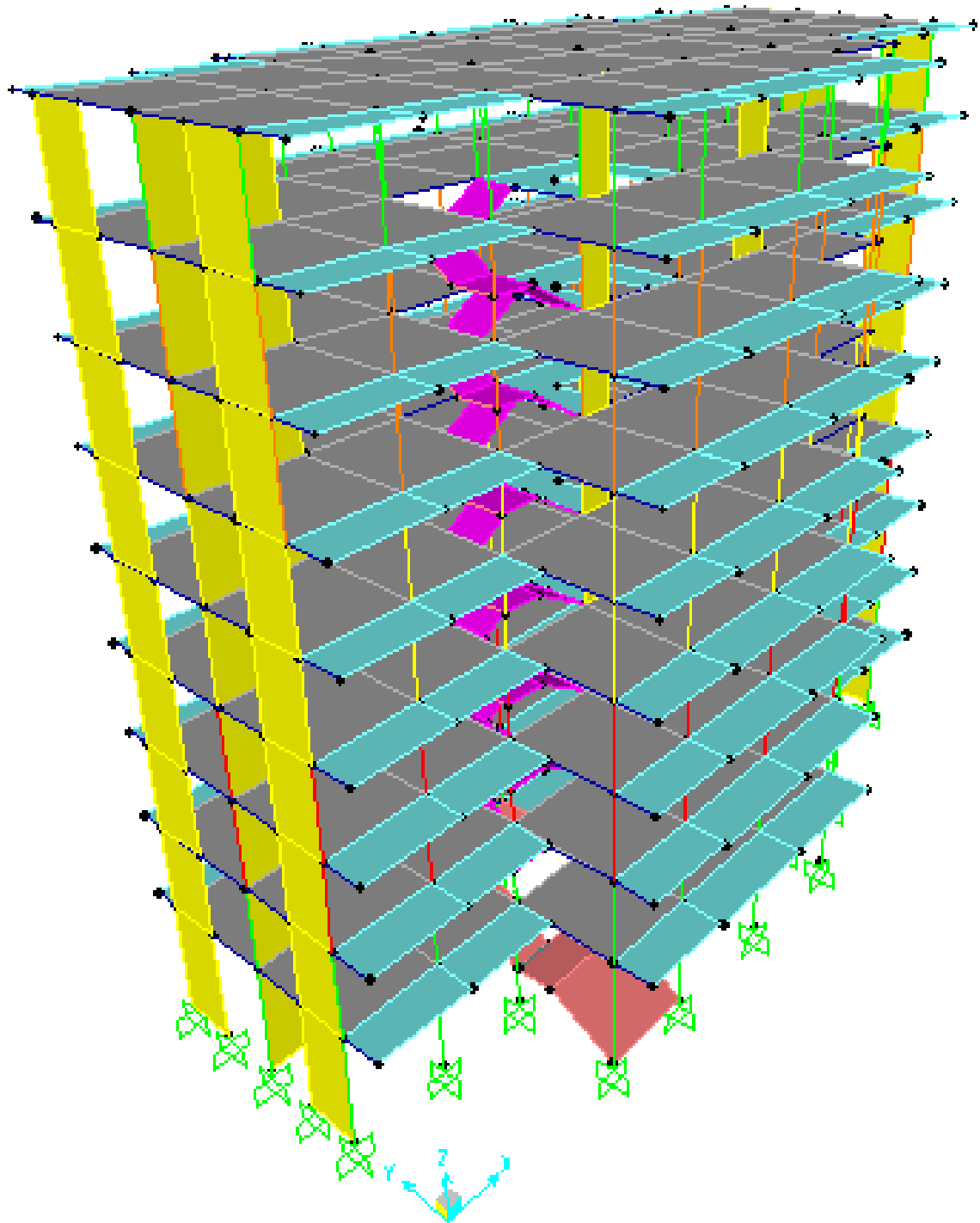
Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

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.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation dans une zone de moyenne sismicité.

Après avoir présenté le projet et les caractéristiques mécaniques des matériaux en chapitre 1, on a dimensionné les éléments de bâtiment en chapitre 2, en chapitre 3, on a calculé tous les éléments secondaires tel que les planchers, les escaliers, l'acrotère,...etc. l'étude dynamique dans le 4ème chapitre à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisi des voiles. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA99, sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel SAP2000-V14. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre 5 et en fin le calcul de l'infrastructure sera l'objet du chapitre 6.

Tous les calculs ont été menés en utilisant différents codes de calcul et de conception, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et d'autres DTR.



CHAPITRE 1 : GENERALITES

1.1 INTRODUCTION

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

1.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en(R+8), cette structure est destinée à usage d'habitation, situé sur le territoire de la wilaya de Bejaia au village d'IGHIL EL BERDJ est classé d'après les règles parasismiques algériennes« RPA99 /version 2003 » dans le groupe 2B, ayant une zone de moyenne sismicité IIa.

1.3 Les caractéristiques géométriques de la structure

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :

- La hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) est : $H= 28.56\text{m}$
- La longueur en plan est de 29.60m
- La largeur en plan est de 14.20m
- La hauteur du RDC est de 4.08m
- La hauteur de l'étage courant est de 3.06m

1.4 Présentation de la structure

Les planchers sont constitués de dalles en corps creux en partie courante et en dalles pleines pour les balcons.

L'acrotère c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est accessible.

Les escaliers ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre bâtiment possède trois types d'escaliers (escalier à une seule volée, deux volées et trois volées) et d'un ascenseur.

Les façades et les cloisons les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses séparées par une lame d'air de 5cm. Les murs de séparation intérieurs seront en une seule paroi de brique de 10cm.

Le contreventement du bâtiment est assuré par des voiles et des portiques dans les deux sens (longitudinale et transversale) et assurant une stabilité au bâtiment vis-à-vis des charges horizontales et verticales, ce qu'il lui confère une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

D'après la classification des RPA99 version 2003, le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

1.5 Caractéristiques du sol d'assise

D'après la base des données géologiques et les résultats investigations des géotechniques du Laboratoire des travaux publics et constructions bâtiments « SOUMMAM AMIZOUR », la capacité portante admissible du sol d'assise retenue est $\sigma_{sol}=1.8 \text{ bar}$. Le site se présente sous forme d'un couloir qui représente des facies Marno-Schisteux de l'âge sénonien ; ces schistes sont compactes en profondeur avec de nombreuses lentilles de conglomérats à éléments de taille très variable, sont accompagnés quelquefois de véritables « petites Klippes sédimentaire », d'où la nécessité de faire l'ancrage à 3m.

Il est à souligner que la région de « Ighil EL Berdj » est classée suivant le RPA99/V2003 en **Zone IIa** (une zone de sismicité moyenne), avec un sol d'assise meuble **S3**.

1.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux

1.6.1 Le béton

Le béton choisi est de classe C25, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

1.6.1.1 Résistance caractéristique à la compression (Art A.2.1.1.1 CBA93)

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »).

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

- Pour $j \leq 28$ jours :

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j/(4,76 + 0,83j)]f_{c28}$$

$$\text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j/(1,4 + 0,95j)]f_{c28}$$

$$\text{Pour } : 28 < j < 60 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

- Pour : $j \geq 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = 1,1f_{c28}$

Pour l'étude on opte pour $f_{c28} = 25$ MPA

1.6.1.2 Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25$ MPA $\Rightarrow f_{t28} = 2,1$ MPA.

Contrainte limite :

- ✓ **Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime**

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}]$$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1,5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

T : La durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

θ : Coefficient d'application.

$$\begin{cases} \theta = 1 & : \text{Lorsque } T > 24\text{h.} \\ \theta = 0,9 & : \text{Lorsque } 1\text{h} \leq T \leq 24\text{h.} \\ \theta = 0,8 & : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} < 1\text{h.} \end{cases}$$

Dans notre cas $T \leq 24$ heures d'où $\sigma_{bc} = 14,2$ MPA situation durable. $\sigma_{bc} = 18,48$

MPa situation accidentelle.

- ✓ **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = \min(0,2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{MPa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = \min(0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{MPa})$ pour la fissuration préjudiciable.

Dans notre cas on a $f_{c28}=25\text{Mpa}$ donc :

$\tau_{Adm}=3,33\text{Mpa}$ \longrightarrow fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm}=2,5\text{Mpa}$ \longrightarrow fissuration préjudiciable.

✓ **Etat limite de service :**

- **La contrainte de compression ($\overline{\sigma}_{bc}$) à ELS. (CBA 93 art. A.4.5.2)**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

1.6.1.3 Déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj}

1.6.1.3.1 Module de déformation longitudinale du béton

a) **A court terme E_{ij} :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad T \leq 24h$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.2\text{MPa} \quad (\text{Art A.2.1.2.1 CBA93})$$

b) **A long terme E_{vj} :**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule: $E_{vj} = (1/3) E_{ij}$.

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}. \quad (\text{Art A.2.1.2.2 CBA93})$$

1.6.2 Résistance et caractéristique de L'acier

1.6.2.1 Définition

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000 \text{ MPa}$.

1.6.2.2 Caractéristiques mécaniques des aciers

- à **E.L.U**

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec : $\varepsilon_s : \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; $\gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$ ε_s : Allongement relatif

Pour le cas de ce projet: $\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$

- à **E.L.S**

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e , 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e , 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$

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 précautions.

CHAPITRE2: PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

2.1 Introduction

Pour assurer une bonne stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient pré dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

- Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes, surcharges du plancher, poutrelles et poutres ;
- Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme au règlement B.A.E.L 91, R.P.A 99 (version 2003) et du C.B.A 93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

La transmission des charges se fait comme suit : Charges et surcharges → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol.

2.2 Les planchers

2.2.1 Plancher à corps creux

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges, et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages. Il est composé de corps creux de, poutrelles et de dalle de compression. Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{CBA93 ART B.6.8.4.2.4})$$

Avec:

- ht= hauteur totale du plancher.
- L_{max} = distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles

$$L_{max} = 4 \cdot 20 - 0.40 = 380 \text{ cm} \quad \text{ce qui donne : } \mathbf{ht \geq 16.88 \text{ cm}}$$

Où 16 cm est la hauteur de corps creux et 4 cm la hauteur de la dalle de compression.

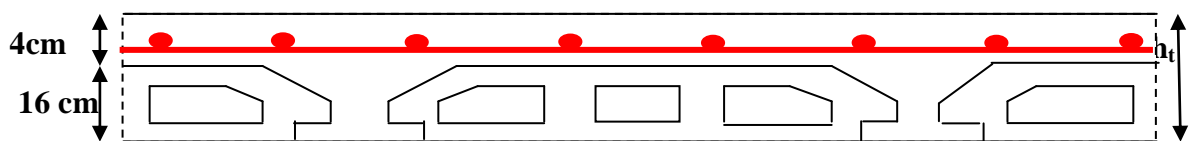


Figure2- 1 : Plancher à corps creux.

2.2.1.1 Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

La disposition des poutrelles se fait selon deux

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité** : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Dans notre projet nous disposons nos poutrelles comme le montre la (**figure 2.3**).

b: Largeur de la table de compression.

h: Épaisseur du plancher = 16+4cm

L_x : Distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

L_y : Distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12 \text{ cm})$$

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

$$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10) \quad \text{CBA93 (ARTA.4.1.3)}$$

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

$$L_y = 210 - 40 = 170 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min (55/2 ; 170/10)$$

$$b_1 \leq \min (27,5 ; 17)$$

$$b_1 = 17 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = (2 \times 17) + 10 = 44 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } b = 44 \text{ cm}$$

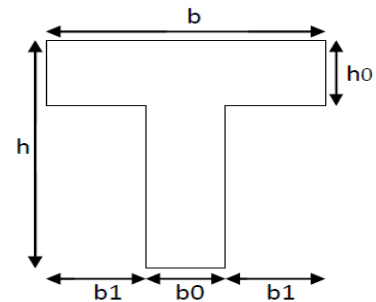


Figure 2-2 : Schéma d'une poutrelle.

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

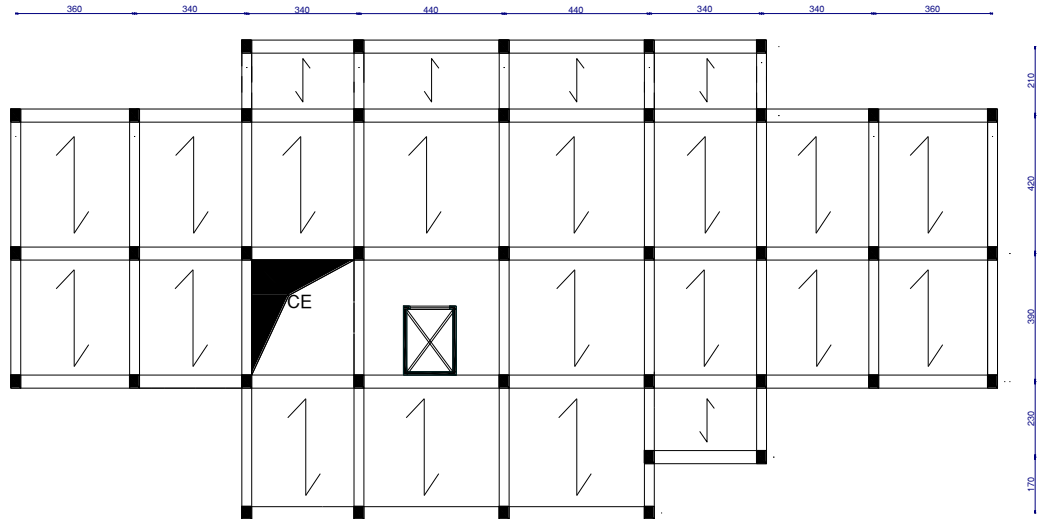


Figure 2-3: Schéma de disposition des poutrelles

2.2.2 Les dalles pleines

2.2.2.1 Définition

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont une des directions (l'épaisseur e) est petite par rapport aux deux autres (les portées l_x et l_y). On désigne par l_x la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

a) Critère de résistance

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires ou quatre appuis.}$$

avec $\rho \leq 0.4$

$$e \geq \frac{l_x}{20} \quad \text{Pour une dalle sur un seul appui ou deux appuis parallèles.}$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 2 appuis perpendiculaires ou 4 appuis et 3 appuis.}$$

avec $\rho > 0.4$

$$\text{Avec } \rho = l_x / l_y$$

b) Critère de coupe-feu

$e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.

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

(CBA93)

Avec : e = épaisseur de la dalle.

❖ Les différents types des panneaux de dalles des balcons les plus défavorables

• Dalle sur 02 appuis

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

$$\frac{0.4}{35} \leq e \leq \frac{0.4}{30} \Rightarrow 1.1 \leq e \leq 1.33 \text{ cm}$$

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

défavorable : $e \geq 11 \text{ cm}$

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

• Dalle sur 03 appuis

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

$$\frac{1.10}{45} \leq e \leq \frac{1.10}{40} \Rightarrow 2.4 \leq e \leq 2.75 \text{ cm}$$

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

défavorable : $e \geq 11 \text{ cm}$

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

• Panneau sur 4 appuis

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

$$\frac{3.60}{45} \leq e \leq \frac{3.60}{40} \Rightarrow 8 \leq e \leq 9 \text{ cm}$$

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

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

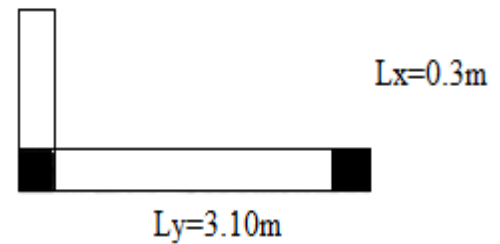


Figure2-4 : Dalle sur 02 appuis

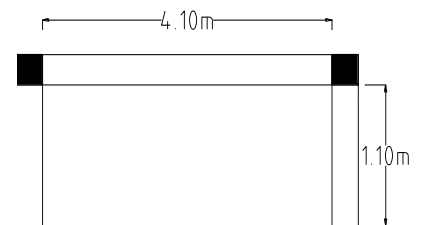


Figure2-5 : Dalle sur 3appuis.

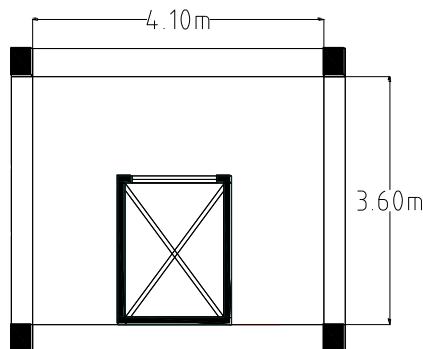


Figure2-6 : panneau sur 4 appuis.

2.3 Les escaliers

2.3.1 Définition

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession régulière de plans horizontaux permettant l'axée au différent niveau, c'est une structure isolée, elle peut être en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place.

Un escalier est déterminé par les paramètres suivant :

- (1) : épaisseur de palier de repos (e)
- (2) : longueur projetée de la volée (L₀).
- (3) : Giron (g).
- (4) : hauteur de la contre marche (h).
- (5) : hauteur de la volée (H).
- (6) : inclinaison de la paillasse (α).
- (7) : emmarchement.

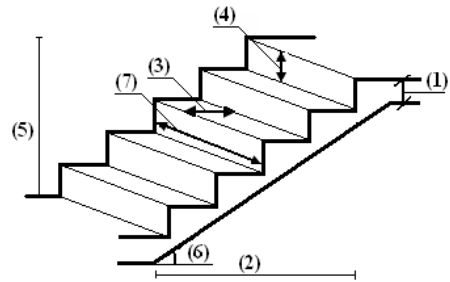


Figure2-7 : schéma de l'escalier

2.3.2 Dimensionnement

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

La formule empirique de BLONDEL qui les lie est : $60 \leq 2h + g \leq 65$ cm

$$\begin{cases} n = \frac{H}{h} \\ L_0 = (n - 1)g \end{cases}$$

n : le nombre de contre marche sur la volée.

n-1 : le nombre de marche.

H : hauteur de la volée.

L₀ : longueur projeté de la volée.

L_v : longueur de la volée.

L_p : longueur du palier.

L : longueur total de l'escalier (L = L_v + L_p).

e : épaisseur de l'escalier.

2.3.3 Les différents types d'escaliers

Dans notre projet on distingue 3 types d'escaliers :

• **RDC**

Type 1 : escalier droit à une seule volée

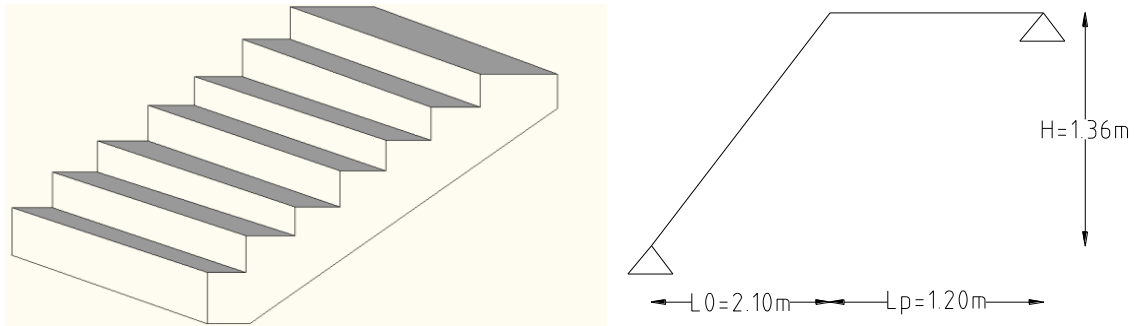


Figure2-8 : Escalier a une seule volée avec un schéma statique .

$H = 136\text{cm}$

$h = 17\text{ cm}$

$n = \frac{H}{h} = \frac{136}{17} = 8$

$60 \leq 2h + g \leq 65 \Rightarrow g = 30\text{cm}$

$L_0 = (n - 1) g \Rightarrow L_0 = 210\text{ cm}$

$\alpha = \text{tg}^{-1} (H/L_0) \Rightarrow \alpha = 32.92^\circ$

$L = L_v + L_p$

$L_v = (136/\sin\alpha) = 250\text{ cm}$

$L = L_v + L_p = 370\text{cm}$

$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 12.33 \leq e \leq 18.5$

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

On prend : **e = 17cm**

Type2 : escalier droit à deux volées perpendiculaires avec un pallier intermédiaire

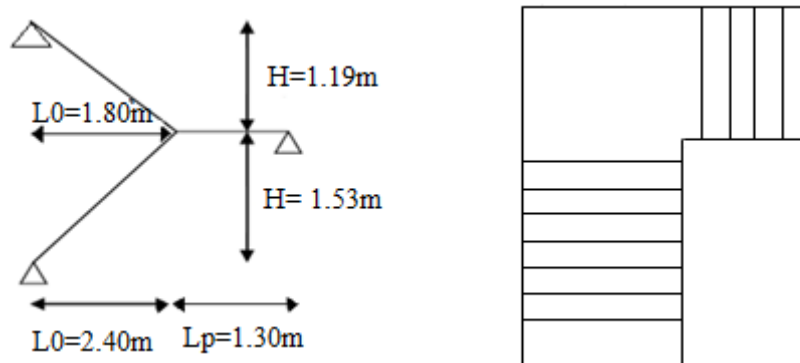


Figure2-9 : Escalier a deux volées avec un schéma statique.

Tableau2-1: Pré dimensionnement de l'escalier deux volées

volée	H(cm)	h(cm)	n	g(cm)	L ₀ (cm)	L _v (cm)	L _p (cm)	L(cm)	α (°)	e(cm)
1	153	17	9	30	240	285	130	415	32.51	17
2	119	17	7	30	180	215	/	215	33.47	17

• Etage courant

Type 3 : escalier droit a trois volées

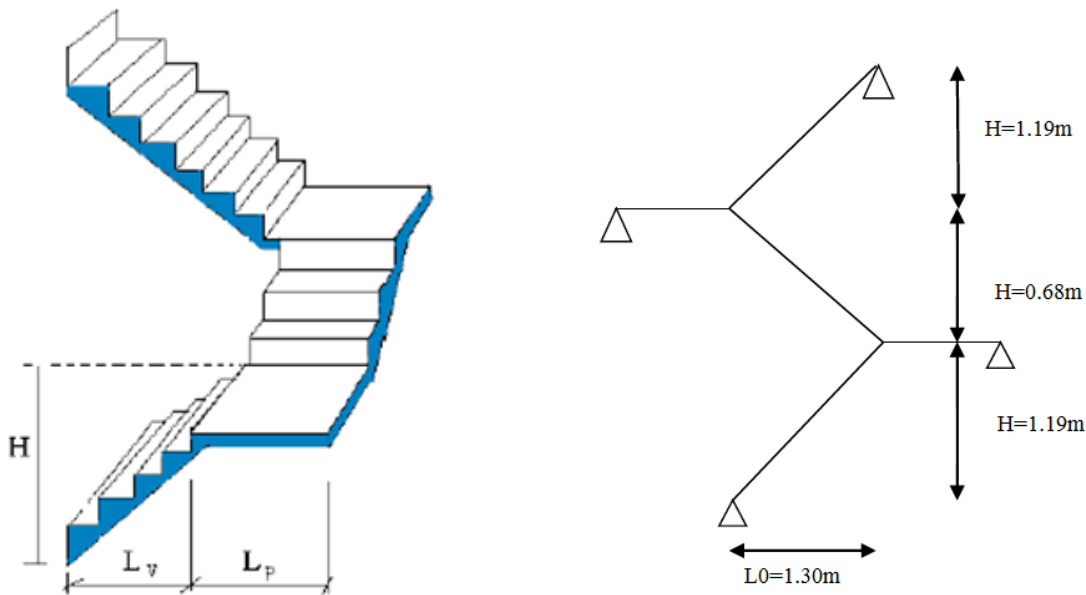


Figure2-10:Escalier trois volées avec schéma statique

Tableau2-2: Pré dimensionnement de l'escalier trois volées étage courant.

volée	H(cm)	h(cm)	n	g(cm)	L ₀ (cm)	L _v (cm)	L _p (cm)	L(cm)	α (°)	e(cm)
1	119	17	7	30	180	215	130	345	33.47	14
2	68	17	4	30	90	112	/	112	37.07	14
3	119	17	7	30	180	215	130	345	33.47	14

2.4 Les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types ; poutres principales et poutres secondaires.

2.4.1 Les poutres principales (PP)

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis. Leur pré dimensionnement se fait en respectant les conditions de la flèche du CBA93 suivantes :

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

$$0.7h \leq b \leq h$$

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

$$L_{\max} = 440 - 30 = 410 \text{ cm}$$

$$410/15 \leq h \leq 410/10 \Rightarrow 27.33 \leq h \leq 41$$

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

$$0.7 \times 35 < b < 35 \Rightarrow 24.5 < b < 35$$

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

- Vérifications des conditions du RPA 99 (version 2003) :

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

$$\text{suites} : \begin{cases} h > 30\text{cm} \\ b > 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \\ b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \end{cases}$$

2.4.2 Les poutres secondaires (P.S) :

Ce sont les poutres disposées parallèlement aux poutrelles. Elles sont pré dimensionnées selon la condition de flèche du CBA93.

$$L_{\max} = 420 - 40 = 380 \text{ cm}$$

$$380/15 < h < 380/10 \Rightarrow 25.33 < h < 38$$

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

$$0.7 \times 35 < b < 35 \Rightarrow 24.5 < b < 35$$

On prend pour : **$b=30 \text{ cm}$** .

2.5 Les voiles

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

$$\alpha \geq \frac{he}{20} \quad \text{pour les voiles simple}$$

$\alpha \geq 15 \text{ cm}$

h_e : hauteur libre d'étage.

a : épaisseur du voile

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

Autres niveaux $h_e= 306-20=286 \text{ cm}$

Type1

$\alpha \geq 388/20 \Rightarrow \alpha \geq 19.4 \Rightarrow \alpha = 20\text{cm}$

$\alpha \geq 286/20 \Rightarrow \alpha \geq 14.3 \Rightarrow \alpha = 15 \text{ cm}$

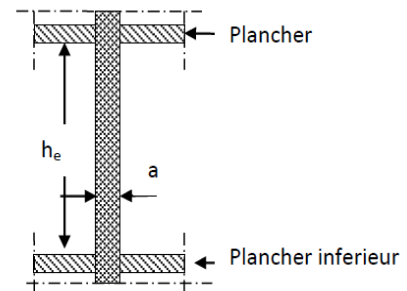


Figure2-11: coupe verticale d'un voile

Type 2 (au niveau de la cage d'ascenseur)

Comme ce voile n'intervient pas dans le contreventement, alors son épaisseur sera égale à 15cm qui est l'épaisseur minimale exigée par le RPA 99/2003.

2.6 L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses inaccessibles.

Les dimensions de l'acrotère sont représentées sur la (figure 2-12).

- Charges de l'acrotère

-Surface de l'acrotère est :

$$S_{ac} = S_1 + S_2 + S_3 = (60 \times 10) + (5 \times 7) + (3 \times 5) \times 0.5$$

$$S_{ac} = 642.5 \text{ cm}^2 = 0.06425 \text{ m}^2$$

-Le poids propre de l'acrotère par (ml) est:

$$G_{ac} = 0.06425 \times 25 \times 1 = 1.60 \text{ KN}$$

-Enduit de ciment :

$$G = \rho * e * h = 20 \times 0.015 \times 1.378 = 0.4 \text{ KN}$$

$$G_T = 1.60 + 0.4 = 2 \text{ KN}$$

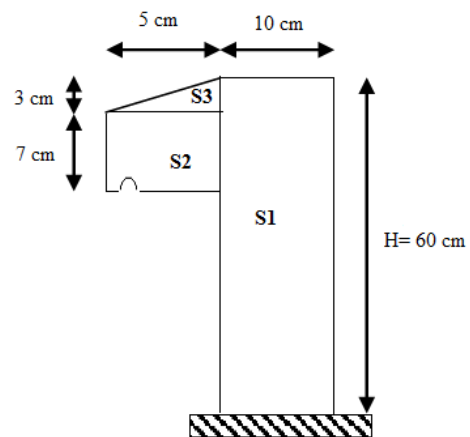


Figure2-12 : Schéma de l'acrotère

2.7 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux chargés de transmettre les charges verticales aux fondations et du contreventement total ou partiel du bâtiment.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 0,1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé), déterminé par la descente de charges.

L'effort normal maximal obtenu par la descente des charges doit vérifier l'inégalité suivante :

D'après le RPA99/version 2003 :

Min (b1, h1) ≥ 25cm en zones I et II

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 :

$$N_u \leq \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

Br : section réduite du béton

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

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

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

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

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

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

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

Tableau 2-3: Pré dimensionnement des poteaux

niveau	Section (cm ²)
8 ^{eme}	35X35

7 et 6 ^{ème}	35X40
5 et 4 ^{ème}	40X40
3 et 2 ^{ème}	40X45
RDC et 1 ^{er}	45X45

2.8 Evaluation des charges et surcharges

2.8.1 Plancher terrasse

Tableau 2-4 : Charges et surcharges du plancher terrasse

Plancher	Désignation	Epaisseur (m)	Densités KN/m ³	Poids G (KN/m)
Terrasse inaccessible	Protection en gravillon roulé	0,04	20	0,8
	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
	Isolation thermique	0,015	18	0,27
	Forme de pente en béton	0,1	22	2,2
	Plancher en corps creux	0,2	/	2,85
	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
			Total	6.44

2.8.2 Plancher étages courants

Tableau 2-5 : Charges et surcharges d'étage courant

Plancher	Désignation	Epaisseur (m)	Densités KN/m ³	Poids G (KN/m)
Etage courant	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
	Mortier de pose	0,02	20	0,40
	Lit de sable	0,03	18	0,54
	Dalle en corps creux	0,2	/	2,85
	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
			Total	5.43

2.8.3 Evaluation des charges sur les balcons

Tableau 2-6: Charges et surcharge sur les balcons.

N°	Description	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,020	22	0,44
2	Mortier de pose	0,020	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine	0,12	25	3,00
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
				$\Sigma=4,58$

2.8.4 Evaluations des charges sur les murs

Tableau 2-7 : Charges et surcharges sur les murs

N°	Description	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0,015	20	0,3
2	Brique creuse	0,1	9	0,9
3	Ame d'air	0,1	/	/
4	Brique creuse	0,10	9	0,90
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
				$\Sigma=2,3$

2.8.5 Surcharge d'exploitation

Tableau 2-8: Surcharges d'exploitation

	Etage courant	Terrasse inaccessible	Balcon	Escalier
Surcharges (KN/m ²)	1,5	1	3,5	2,5

2.9. Descente des charges

La descente des charges permet l'évaluation des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément ;
- la charge de plancher qu'il supporte ;
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....).

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité. Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par les règlements « **D.T.R.B.C.22** » qui recommande « d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante ».

Tableau 2-9: Dégression de charges

Niveau	Dégression	Q cumulée [KN/m ²]
Sous la terrasse	Q0	1
Sous le 8 ^{eme}	Q0+Q1	2.5
Sous le 7 ^{eme}	Q0+0.95 (Q1+Q2)	3.85
Sous le 6 ^{eme}	Q0+0.9 (Q1+Q2+Q3)	5.05
Sous le 5 ^{eme}	Q0+0.85 (Q1+Q2+Q3+Q4)	6.1
Sous le 4 ^{eme}	Q0+0.8 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)	7
Sous le 3 ^{eme}	Q0+0.75 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)	7.75
Sous le 2 ^{eme}	Q0+0.71 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)	8.50
1 ^{er}	Q0+0.687(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)	9.25

Le calcul du poids propre des poteaux est donné dans le tableau suivant :

Tableau 2-10 : Poids propre des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Poids propre des poteaux G _{pot} (KN)
8 ^{eme}	35x35	(0.35x0.35x3.06) x25=9.371
6 et 7 ^{eme}	35x40	(0.4x0.35x3.06) x25=10.710
4 et 5 ^{eme}	40x40	(0.4x0.4x3.06) x25=12.240
2 et 3 ^{eme}	40x45	(0.45x0.4x3.06) x25=13.770
1	45x45	(0.45x0.45x3.06) x25=15.491
RDC	45x45	(0.45x0.45x4.08) x25=20.655

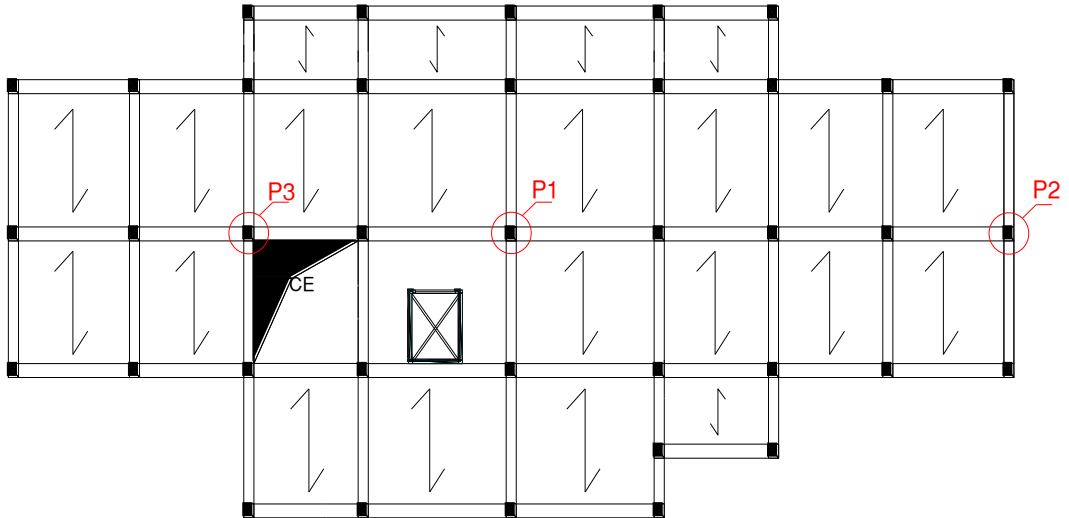


Figure 2-13 : Plan de repérage des poteaux dans la descente de charge.

2.9.1 Poteau1 (poteau intermédiaire)

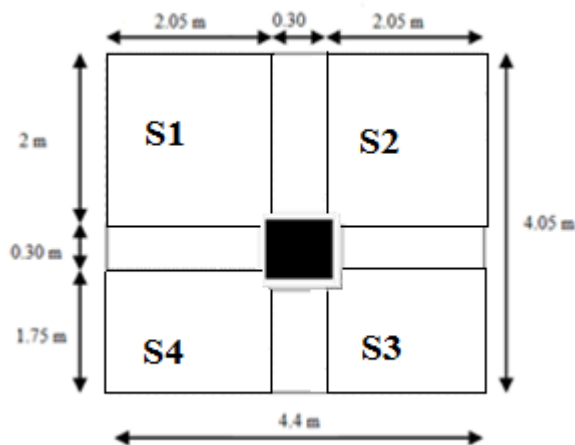


Figure2-14: Descente de charge poteau 1

Exemple de calcul

- Surface du plancher corps creux : $S = S_1 + S_2 + S_3$
 $S = [(2.05 \times 2) \times 2] + (1.75 \times 2.05)$
 $S = 11.78 \text{ m}^2$
- Surface de la dalle pleine S_4 :
 $S_4 = (1.75 \times 2.05) = 3.58 \text{ m}^2$
- Surface du plancher terrasse : $S = 4.4 \times 4.05 = 17.82 \text{ m}^2$

Les charges permanentes et d'exploitations

G_{cc} : Plancher terrasse : $G_{cc} = 6.44 \times 11.78 = 75.86 \text{KN}$

G_{DP} : plancher terrasse : $G_{DP} = 4.58 \times 3.58 = 16.39 \text{KN}$

G_{totales} = 75.86 + 16.39 = 92.25KN

Q : Plancher terrasse : $Q = 17.82 \times 1 = 17.82 \text{KN}$

G_{cc} : Plancher étage courant : $G_{cc} = 11.78 \times 5.43 = 63.96 \text{KN}$

G_{DP} : plancher étage courant : $G_{DP} = 3.58 \times 4.58 = 16.39 \text{KN}$

G_{Totales} = 80.35 KN

Q : Plancher étage courant : $Q = 17.82 \times 2.5 = 44.45 \text{KN}$

G : Poutre principale (niveau 8) : $G = [0.3 \times 0.35 \times (4.4 - 0.3) \times 25 = 10.76 \text{KN}$

G : Poutre secondaire (niveau 8) : $G = [0.3 \times 0.35 \times (4.05 - 0.3) \times 25 = 9.84 \text{KN}$

Tableau 2-11 : Descente de charge poteau 1

Niv	Element	G(KN)	NG(KN)	Q(KN)	Nu(KN)
Sous la Terrasse	Plancher	92.25	122.22	17.82	191.72
	Poutre.P	10.76			
	Poutre.S	9.84			
	Poteau	9.371			
Sous le 08eme	Plancher	80.35	233.88	44.45	382.413
	Poutre.P	10.76			
	Poutre.S	9.84			
	poteau	10.71			
Sous le 7eme	Plancher	80.35	345.41	68.61	569.218
	Poutre.P	10.76			
	Poutre.S	9.71			
	Poteau	10.71			
Sous le 6eme	Plancher	80.35	458.47	89.99	753.919
	Poutre.P	10.76			
	Poutre.S	9.71			
	Poteau	12.24			
Sous le 5eme	Plancher	80.35	571.40	108.70	934.440
	Poutre.P	10.63			
	Poutre.S	9.71			
	Poteau	12.24			
Sous le 4eme	Plancher	80.35	685.860	124.74	1113.021
	Poutre.P	10.63			
	Poutre.S	9.71			
	Poteau	13.77			
Sous le 3eme	Plancher	80.35	800.170	138.10	1287.379
	Poutre.P	10.63			
	Poutre.S	9.58			

	Poteau	13.77			
Sous le 2eme	Plancher	80.35	916.220	151.47	1464.102
	Poutre.P	10.63			
	Poutre.S	9.58			
	Poteau	15.49			
Sous le 1ere	Plancher	80.35	1037.30	164.84	1647.615
	Pouter.P	10.5			
	Poutre.S	9.58			
	Poteau	20.65			

2.9.2 Poteau 2 (poteau de rive)

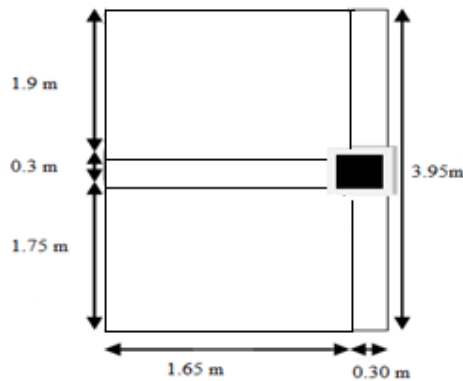


Figure2-15: Descente de charge poteau2

Surface du plancher $S = 1.65 \times (3.95 - 0.3) = 6.01 \text{ m}^2$

G : plancher terrasse : $G = 6.44 \times 6.01 = 38.70 \text{ KN}$

G : plancher courant : $G = 5.43 \times 6.01 = 32.63 \text{ KN}$

G : L'acrotère : $G = 1.9 \times 3.95 = 7.505 \text{ KN}$

G : mur double cloisons étage courant : $G = 3.06 \times 2.3 = 7.04 \text{ KN}$

G : mur double cloisons RDC : $G = 4.08 \times 2.3 = 9.38 \text{ KN}$

Après calcul, on trouve les résultats suivants :

$N_G = 789.02 \text{ KN}$

$N_Q = 71.22 \text{ KN}$

$N_u = 1172 \text{ KN}$

2.9.3 Poteau 3 (niveau de la cage d'escalier)

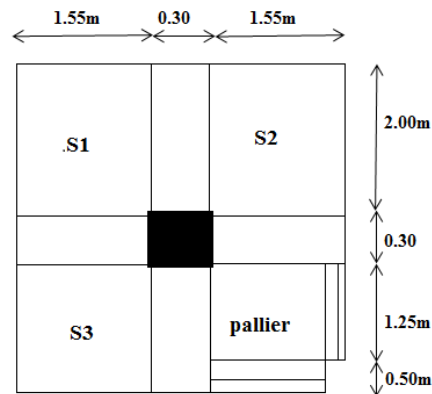


Figure 2-16 : Descente de charge de poteau3

$$S_{cc} = S_1 + S_2 + S_3 = 8.912m^2$$

$$S_{P\text{ terrasse}} = 13.77m^2$$

$$S_{\text{palier}} = 1.562m^2$$

$$S_{\text{velées}} = 0.375 + 0.625 = 1m^2$$

Après calcul, on trouve les résultats suivants :

$$N_G = 863.51 \text{ KN}$$

$$N_Q = 126.05 \text{ KN}$$

$$N_u = 1354.81 \text{ KN}$$

2.9.4 Remarque

Les calculs montrent que le poteau P1 est le plus sollicité sous charges verticales

$$1.1N_u = 1812.37 \text{ KN}$$

Il faut vérifier les conditions suivantes

a) Critère de résistance

On doit vérifier que la contrainte limite de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible.

Tel que :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{N_u}{B} \leq \sigma_{adm} \\ \sigma_{adm} &= \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \\ \sigma_{adm} &= 14.2 \text{ Mpa} \end{aligned} \right\} \Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\sigma_{bc}}$$

Avec $\theta = 1$ pour une durée d'application de la charge supérieur à 24 h, c'est le cas courant.

Et : $\gamma_b=1.5$ pour la situation courante.

$$N_u=1812.37\text{KN} \Rightarrow B_{\text{calculée}} \geq \frac{1812.376 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.12\text{m}^2$$

$B= 0.45 \times 0.45=0.202\text{m}^2 \geq B_{\text{calculée}}=0.12\text{m}^2 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

Tableau2-12 :Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveau	Nu (KN)	Sections (cm ²) b×h	Condition B>B _{calculée}		Observations
			B(m ²)	Bcal (m ²)	
8	210.89	35X35	0.12	0.01	Vérifiée
7	420.65	35X40	0.14	0.02	Vérifiée
6	626.13	35X40	0.14	0.04	Vérifiée
5	829.31	40X40	0.16	0.06	Vérifiée
4	1027.88	40X40	0.16	0.07	Vérifiée
3	1224.32	40X45	0.18	0.08	Vérifiée
2	1416.11	40X45	0.18	0.10	Vérifiée
1	1610.51	45X45	0.20	0.11	Vérifiée
RDC	1812.37	45X45	0.20	0.12	Vérifiée

b) Critère de stabilité de forme

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limites de déformation (flambement).

Selon le **CBA93 (article B.8.1.1)**.

- Vérification au flambement

D’après le **CBA93** on doit vérifier que :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

Br : section réduit du béton

$\gamma_b = 1.5$, coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$, coefficientde sécurité de l’acier.

α : coefficient réducteur qui est fonction de l’élancement λ .

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

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ Avec : $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

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

D’où : $\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b}$ Avec : l_f :longueur de flambement

Avec : $l_f = 0.7 l_0$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$ avec : a : largeur de la section nette.

b : hauteur de la section nette.

A_s : section d'armature.

D'après le **BAEL 91** : $A_s = 1\% B_r$

Donc :

$$N_u \leq \alpha \times B_r \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)$$

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

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

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

On doit vérifier que : $B_r > B_{r\text{-calculée}}$

$$B_{r\text{-calculée}} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

Il faut vérifier que :

$$B_r \geq B_{r\text{-calculée}}$$

Pour le poteau de RDC :

$$B_r = (0.45 - 0.02)^2 = 0.185 \text{ m}^2$$

$$l_f = 0.7 l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.0856 \text{ m}$$

$$l_f = 2.0856 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0.45^2}{12}} = 0.13$$

$$\lambda = \frac{2.856}{0.13} = 21.96 \leq 50$$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{21.96}{35} \right)} = 0.78$$

$$B_{r\text{-calculée}} = \frac{1812.37}{0.78 \times \left(\frac{25 \times 10^3}{0.9 \times 1.5} + \frac{400 \times 10^3}{100 \times 1.15} \right)} = 0.10 \text{ m}^2$$

$$B_r = 0.185 \text{ m}^2 > B_{r\text{-calculée}} = 0.10 \text{ m}^2$$

Donc pas de risque de flambement.

La vérification du critère de stabilité de résumé dans forme est le tableau suivant :

Tableau2-13: Vérification de critère de stabilité de forme

Niveau	λ	α	Nu(KN)	Br (m ²)	Br _{calculée} (m ²)	observation
8	21,42	0,79	210.89	0,10	0,01	Vérifiée
7	21,42	0,79	420.65	0,12	0,02	Vérifiée

6	21,42	0,79	626.13	0,12	0,03	Vérifiée
5	18,62	0,80	829.31	0,14	0,05	Vérifiée
4	18,62	0,80	1027.88	0,14	0,06	Vérifiée
3	16,47	0,81	1224.32	0,16	0,07	Vérifiée
2	16,47	0,81	1416.11	0,16	0,08	Vérifiée
1	16,47	0,81	1610.51	0,18	0,09	Vérifiée
RDC	21,96	0,78	1812.37	0,18	0,10	Vérifiée

C) vérification des conditions du RPA 99/2003

Selon l'article 7.4.1 des règles RPA, les dimensions de la section transversale du poteau, doivent satisfaire les conditions suivantes dans la zone **IIa** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \min(35,35) = 35\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier.} \\ \min(35,35) = 35\text{cm} \geq \frac{388}{20} = 19,4 \dots \dots \text{Vérifier.} \\ 0,25 \leq \frac{35}{35} = 1 \leq 4 \dots \dots \dots \text{Vérifier.} \end{array} \right.$$

Conclusion

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

- poutres principales et secondaires : 30×35 cm²
- poteau RDC, étage 1 : 45×45 cm²
- poteau des étages 2 et 3 : 40×45cm²
- poteau des étages 4 et 5 : 40×40cm²
- poteau des étages 6 et 7 : 35×40cm²
- poteau de l'étage 8 :35×35cm²

CHAPITRE 3 : ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

3.1 INTRODUCTION

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

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

L'objet de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires à savoir : les planchers, l'acrotère et les escaliers ainsi que l'ascenseur.

3.2 ETUDE DU PLANCHER

3.2.1 Les différents types des poutrelles obtenues sont

Tableau3-1 : Les différents types des poutrelles

Plancher Etage Courant	Type 1	
	Type 2	
	Type 3	
	Type 4	
	Type 5	
	Type 1	

Plancher Inaccessible	Type 2	
	Type 3	

3.2.2 Calcul des sollicitations

3.2.2.1 Méthodes de calcul des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T, et le calcul des Sollicitations Peut se faire par les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire. (**Annexe E.1 du BAEL91**).
- Méthode de Caquot. (**BAEL91art B.6.210**).

3.2.2.2 Calcul des charges revenant aux poutrelles

- **Plancher terrasse inaccessible**

$G = 6.44 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$qu = (1.35G + 1.5Q) l_0 = [(1.35 \times 6.44) + (1.5 \times 1)] \times 0.65 = 6.62 \text{ KN/ml}$

$qs = (G + Q) l_0 = (6.44 + 1) \times 0.65 = 4.83 \text{ KN/ml}$

Avec l_0 : Entraxe des poutrelles.

- **Plancher étage courant**

$G = 5.43 \text{ KN/m}^2$

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

$qu = 6.23 \text{ KN/ml}$

$qs = 4.50 \text{ KN/ml}$

3.2.3. Exemple de calcul

Pour le calcul des sollicitations on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire (le type 1 du plancher courant) et un autre exemple pour illustrer la méthode de Caquot (le type3 du plancher inaccessible).

Les résultats des autres types seront résumés dans un tableau.

- **Etude de la poutrelle type 1**

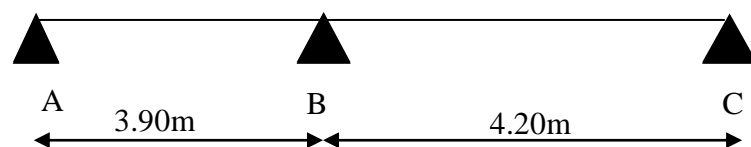


Figure 3.1. Schéma statique de la poutrelle type1

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

1. Plancher à surcharge modéré : $Q=1,5\text{KN/m}^2 \leq 5\text{KN/ m}^2$.
2. $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.90}{4.20} = 0.92 \in [0,8 ; 1,25]$.
3. I=Cst (même corps creux).
4. FPN (car elles ne sont pas exposées aux intempéries).

⇒La méthode forfaitaire est applicable.

Calcul des sollicitations

qu =6.23 KN/ml

qs =4.50 KN/ml

- Calcul des moments isostatiques:

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

Travée AB: $M_{0,u}=11.84\text{KN.m}$

$M_{0,s}=8.55\text{KN.m}$

Travée BC: $M_{0,u}=13.73\text{KN.m}$

$M_{0,s}=9.92\text{KN.m}$

- Calcul des moments aux appuis :

– Appuis de rive :

$M_A=M_C=0$ (Le **BAEL 91** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $(0,15M_0)$)

$$\Rightarrow M_A = M_C = -0,15 \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC})$$

$$M_{A,u}=M_{C,u} = - 2.05\text{KN.m}$$

$$M_{A,s}=M_{C,s} = -1.48\text{KN.m}$$

– Appui intermédiaire :

$$M_B = -0,6 \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0.6 M_0^{BC}$$

$$M_{B,U} = -8.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{B,S} = - 5.95 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments en travées :

Travée AB (rive):

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.43} = 0.216$$

$$\begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.064 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.264 \end{cases}$$

$$M_{tAB}^1 + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha), 1.05] M_{0AB}$$

$$\Rightarrow M_{tAB}^1 \geq 1.064 M_0^{AB} - 0.3 M_0^{BC}$$

$$M_{tAB}^{U1} = 8.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB}^2 \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_{0AB}$$

$$M_{tAB}^2 \geq 0.764 M_{0AB}$$

$$M_{tAB}^{U2} = 7.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} = \max (M_{tAB}^1 ; M_{tAB}^2)$$

$$M_{tAB}^u = 8.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB}^s = 6.12 \text{ KN.m}$$

Travée BC (rive):

$$M_{tBC}^1 + \frac{M_B + M_C}{2} \geq 1.064 M_{0,BC}$$

$$M_{tBC}^1 \geq 1.064 M_{BC}^U - 0.3 M_{0,BC}$$

$$M_{tBC}^U \geq 0.764 M_{0,BC}$$

$$M_{tBC}^2 \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_{0,BC}$$

$$M_{tBC}^2 \geq 0.632 M_{0,BC}$$

$$M_{tBC} = \max (M_{tBC}^1 ; M_{tBC}^2)$$

$$M_{tBC}^U = 10.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC}^S = 7.57 \text{ KN.m}$$

- Evaluation des efforts tranchants :

Travée AB:

$$V_A = \frac{ql_1}{2} = \frac{6.23 \times 3.90}{2} = 12.14 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 V_A = -13.97 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1.15 \frac{ql_2}{2} = 15.04 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{ql_2}{2} = -13.08 \text{ KN}$$

- Etude de la poutrelle type 3

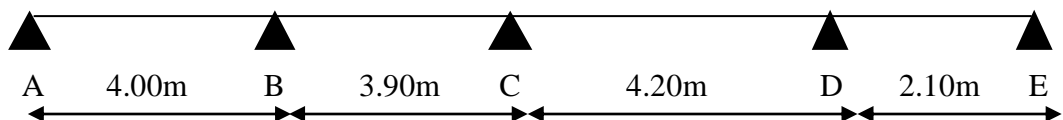


Figure 3-2 :Schéma statique de la poutrelle type 3

Dans ce type de poutrelle, on voit que :

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4.20}{2.10} = 2 \notin [0.8 ; 1.25]$$

⇒ On applique la méthode de Caquot minorée. On minore G de 2/3 pour le calcul des moments aux appuis, puis on revient à G pour le calcul des moments en travées.

Calcul des sollicitations

$$G' = 2/3G = 2/3 \times 6.44 = 4.29 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1.35G' + 1.5Q) \cdot l_0 = 4.74 \text{ KN/m}$$

$$q_s = (G' + Q) \cdot l_0 = 3.43 \text{ KN/m}$$

- Calcul des moments isostatiques:

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

$$A \text{ L'ELU} \begin{cases} M_0^{AB} = 9.48 \text{ KN.m} \\ M_0^{BC} = 9.01 \text{ KN.m} \\ M_0^{CD} = 10.45 \text{ KN.m} \\ M_0^{DE} = 2.61 \text{ KN.m} \end{cases} ; \quad A \text{ L'ELS} \begin{cases} M_0^{AB} = 6.86 \text{ KN.m} \\ M_0^{BC} = 6.52 \text{ KN.m} \\ M_0^{CD} = 7.56 \text{ KN.m} \\ M_0^{DE} = 1.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul des moments aux appuis :

-Appuis de rive :

$M_A = M_E = 0$ (Le **BAEL 91** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $0,15M_0$)

$$A \text{ L'ELU: } M_A = M_E = -1,42 \text{ KN.m}$$

$$A \text{ L'ELS: } M_A = M_E = -1.02 \text{ KN.m}$$

- Appuis intermédiaires :

$$M_B = - \frac{q_g l_g^3 + q_d l_d^3}{8.5(l_g + l_d)}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} q_g = q_d = q \\ l_g = l'_g = 4m \text{ T.rive} \\ l_d = 0.8l_d = 3.12m \end{cases}$$

$$A \text{ L'ELU: } M_B = - 7.39 \text{ KN.m}$$

$$A \text{ L'ELS: } M_B = - 5.34 \text{ KN.m}$$

Même chose pour les appuis C et D ; on obtient :

$$A \text{ L'ELU: } M_C = - 5.87 \text{ KN.m}$$

$$A \text{ L'ELS: } M_C = - 4.25 \text{ KN.m}$$

$$A \text{ L'ELU: } M_D = - 4.82 \text{ KN.m}$$

$$A \text{ L'ELS: } M_D = - 3.48 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments en travées :

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

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

$$\text{Tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{ql_i}$$

-Travée AB :

A L'ELU: $M_t = 9.80 \text{ KN.m}$

A L'ELS: $M_t = 7.17 \text{ KN.m}$

- Travée BC:

A L'ELU: $M_t = 5.96 \text{ KN.m}$

A L'ELS: $M_t = 4.35 \text{ KN.m}$

- Travée CD :

A L'ELU: $M_t = 9.25 \text{ KN.m}$

A L'ELS: $M_t = 6.78 \text{ KN.m}$

- Travée DE:

A L'ELU: $M_t = 1.63 \text{ KN.m}$

A L'ELS: $M_t = 1.20 \text{ KN.m}$

- Evaluation des efforts tranchants :

$$V = \pm \frac{qul_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

- Travée AB :

$V_A = 11.39 \text{ KN}$

$V_B = - 15.08 \text{ KN}$

- Travée BC :

$V_B = 13,29 \text{ KN}$

$V_C = - 12.85 \text{ KN}$

- Travée CD :

$V_C = 14.15 \text{ KN}$

$V_D = - 13.65 \text{ KN}$

- Travée DE :

$V_D = 9.24 \text{ KN}$

$V_E = -4.65 \text{ KN}$

Les résultats des autres types de poutrelles des plancher terrasse et plancher étage courant sont représentés dans le (tableau3.2) ci-dessous :

Tableau 3-2 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

Etage courant							
Types de ples	ELU			ELS			Effort tranchant (KN)
	M _{a,r} (KN.m)	M _{a,int} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _{a,r} (KN.m)	M _{a,int} (KN.m)	M _t (KN.m)	
1	-2.05	-8.23	10.48	-1.48	-5.95	7.57	15.04
2	-0.46	-5.75	8.55	-0.33	-4.05	6.24	13.35
3	-1.39	-7.23	9.10	-0.99	-5.19	6.59	-14.26
4	-1.53	-7.22	10.36	1.10	-5.18	7.50	-14.80
5	-1.87	/	12.46	-1.35	/	9.00	12.46
Terrasse inaccessible							
1	-2.18	-8.75	10.94	-1.59	-6.39	7.98	15.98
2	-0.47	-5.87	9.25	-0.34	-4.25	6.78	14.15
3	-1.42	-7.39	9.80	-1.02	-5.34	7.17	-15.08

3.2.4 Ferrailage

3.2.4.1 Calcul a l'ELU

Toutes les poutrelles vont être ferrillées avec les sollicitations maximales suivantes :

$$M_t = 12.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{a,int} = -8.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{a,r} = -2,05 \text{ KN.m}$$

$$V = 15.04 \text{ KN}$$

- **Ferrailage de la poutrelle**

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

- Si $M_u \leq M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire (bxh).
- Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

a) Ferrailage en travée

$$M_{max}^t = 12.46 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_{tu} = 0.44 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times (0.18 - \frac{0.04}{2})$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 39.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} > M_{max}^t = 12.46 \text{ KN.m}$$

-L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire : ($h_t \times b$) : (20cm x 44cm).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{12.46 \times 10^{-3}}{0.44 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.061 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc On est dans le pivot A : $\varepsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.061 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.078$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.078) = 0.174\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{12.46 \times 10^{-3}}{0.174 \times 348} = 2.05\text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.44 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.95\text{cm}^2 < A_s = 2.05\text{cm}^2 \dots \text{c'est vérifié.}$$

On opte pour : 2HA10 + 1HA8 = 2.07 cm²

b) Ferrailage en appui

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis, le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $b_0 \times h = (0.1 \times 0.20)\text{m}^2$.

- Ferrailage de l'appui intermédiaire

Ma.int = -8.23KN.m

$$\mu_{bu} = \frac{M_{int}^a}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{8.23 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.17 < 0.186$$

Donc On est dans le pivot A : $\varepsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$

$$\mu_l = 0.392 > \mu_{bu} = 0.17 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée}$$

$$\alpha = 0.234; \quad Z = 0.163\text{m}; \quad A_s = 1.45\text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22\text{cm}^2 < A_s = 1.45\text{cm}^2 \dots \text{c'est vérifié.}$$

On opte pour : 1HA8 (filante) + 1HA12 (chapeau) = 1.63cm²

- Ferrailage de l'appui de rive

Ma.r = -2,05KN.m

$$\mu_{bu} = \frac{M_{rive}^a}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{2.05 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.044$$

$$\alpha = 0.056 \quad ; \quad Z=0.176\text{m} ; A_s= 0.33 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min}= 0.22\text{cm}^2 < A_s=0.33\text{cm}^2 \dots \text{c'est vérifié}$$

On opte pour : 1HA8=0.50cm²

Vérification de l'effort tranchant

$$V=15.04 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} = \frac{15.04 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.835 \text{ MPa.}$$

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

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

$$\tau_u = 0.835 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

Calcul des armatures transversales

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\varphi_{l\min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \quad \text{BAEL91 (article H.III.3)}$$

$$\varphi_t \leq \min \left(8 ; \frac{20}{35} ; \frac{10}{10} \right)$$

On adopte un étrier $\emptyset 6$ avec $A_t = 2\emptyset 6 = 0.57 \text{ cm}^2$

Calcul de l'espacement

$$S_t \leq \min \begin{cases} (0.9d, 40\text{cm}) = 16.2\text{cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57\text{cm} \\ \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha) \times A_t}{b_0 (\tau_u - 0.3K \times f_{t28})} = 88.97\text{cm} \end{cases} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$\alpha = 90^\circ$ flexion simple, armatures droites.

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

On adopte: $S_t = 15 \text{ cm}$

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

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \quad \text{Avec: } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 0.18\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{15.04 \times 10^{-3} \times 0.18}{0.9 \times 0.18 \times 0.44 \times 0.04} = 0.94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement a la jonction table-nervure.

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

a) Appui de rive

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{15.04 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.43 \text{ cm}^2$$

Avec $A_I = A_{travée} + A_{appui} = 2.07 + 0.5 = 2.57 \text{ cm}^2$

$A_I = 2.57 \text{ cm}^2 > 0.43 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

b) Appui intermédiaire

$$A_I \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{Mu}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(15.04 \times 10^{-3} - \frac{8.23 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -1.02 \text{ cm}^2 < 0 \dots \dots \text{vérifiée}$$

Pas de vérification à faire car l'effort tranchant est négligeable devant l'effort du moment.

Vérification de la bielle

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

Avec $a \leq 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

Soit $a = \min [0.9d ; \text{la largeur de l'appui } -4\text{cm}] = 16.2 \text{ cm}$

$a = 0.162 \text{ m}$

$V_u = 15.04 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.10 \times 25 \times 0.162 \times 10^3 = 108.135 \text{ KN} \dots \dots \text{Vérifiée}$

Vérification de l'adhérence

On doit vérifier que:

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u \text{ tel que:}$$

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite d'adhérence.

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

$V_u = 15.04 \text{ KN}$

$\sum U_i = \pi \times (2T10 + 1T12 + 3T8) = 175.84 \text{ mm}$

$$\tau_{su} = \frac{15.04 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.175} = 0.52 \text{ MPa}$$

$\tau_{ad} = 0.6 \Psi^2 f_{t28}$ avec $\Psi = 1.5$ pour HA

$\tau_{ad} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

$\tau_{su} = 0.52 < 2.835 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

3.2.4.2 Calcul à l'ELS

- Etat limite d'ouverture des fissures

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

- Etat limite de déformation (évaluation de la flèche).

- Etat limite de compression du béton.

En travée

- Etat limite de compression du béton

$M_{ser} = 9.00 \text{ KN.m}$

$$q_s = (5.43 + 1.5) \times 0.65 = 4.50 \text{ KN/ml}$$

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

-) Position de l'axe neutre

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL91. L. III. 3}$$

$$A' = 0$$

$$H = \frac{0.44 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.07 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04) = -8.27 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$H < 0$: L'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera pour une section en T.

-) Détermination de la position de l'axe neutre (y)

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15(A + A') + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$A' = 0$$

$$\frac{10}{2} y^2 + [15 \times 2.07 + 44 \times 4]y - 15(2.07 \times 18) - (44 - 10) \frac{4^2}{2} = 0$$

La résolution de cette équation nous donne $y = 3.68 \text{ cm}$

-) Détermination du moment d'inertie

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

$$I = 6532.936 \text{ cm}^4$$

-) Les contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{9.00}{6532.93 \times 10^{-8}} \times 3.68 \times 10^{-5} = 5.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.07 \text{ MPa} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• Vérification de la flèche

Pour la vérification de la flèche, nous avons opté pour la vérification de la poutrelle la plus défavorable (type 5) car elle est isostatique et d'une travée de 4,00m. Si sa flèche vérifiée, ceci veut dire que les autres poutrelles (travées moins importantes) vérifient aussi.

D'après le BAEL91 et le CBA93, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \\ L \leq 8m \\ A_s \leq \frac{3.6 b_0 d}{f_e} \end{cases}$$

Pour notre cas on a : $h = 20 \text{ cm}$, $l = 4.00 \text{ m}$

$$\frac{h}{l} = 0.05 < \frac{9}{15 \times 9} = 0.066$$

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

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

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de : $f_{adm} = L/500 = 400/500 = 0.8\text{cm}$

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**

$q_{jser} = 0.65 \times G' = 0.65 \times 3.85 = 2.50\text{KN/ml}$ (la charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons).

$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.43 = 3.53\text{KN/m}$ (la charge permanente qui revient à la poutrelle).

$q_{pser} = 0.65 \times (G+Q) = 0.65 \times (5.43+1.5) = 4.50\text{KN/ml}$ (la charge permanente et la surcharge d'exploitation).

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{2.50 \times 4^2}{8} = 5 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{3.53 \times 4^2}{8} = 7.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{4.50 \times 4^2}{8} = 9 \text{ KN.m}$$

Calcul de ρ et λ

$$A_s = 2.07 \text{ cm}^2$$

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2+3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 3.442 \dots \dots \dots \text{déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i = 1.376 \dots \dots \dots \text{déformation différée}$$

• **Calcul du moment d'inertie et la position de l'axe neutre I et Y_G**

$$Y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b-b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b-b_0) h_0 + n(A+A')} \quad \text{avec : } A' = 0$$

$$Y_G = \frac{10 \frac{20^2}{2} + (44-10) \frac{4^2}{2} + 15(2.07 \times 18)}{10 \times 20 + (44-10) \times 4 + 15 \times 2.07} = 7.71 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} y_G^3 + b_0 \frac{(h-y_G)^3}{3} - (b-b_0) \frac{(y_G-h_0)^3}{3} + n[A(d-y_G)^2 + A'(y_G-d')^2]$$

$$I_0 = \frac{44}{3} (7.71)^3 + 10 \frac{(20-7.71)^3}{3} - (44-10) \frac{(7.71-4)^3}{3} + 15 [2.07(18-7.71)^2]$$

$$I_0 = 15618.678 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des contraintes σ**

$$\sigma_{sj} = \frac{15Mj}{I} (d - y) = 164.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15Mg}{I} (d - y) = 232.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15Mp}{I} (d - y) = 295.89 \text{ MPa}$$

- **Inertie fictives (I_f)**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0.61$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.71$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0.75$$

$$\text{Si } \mu < 0 \quad \Rightarrow \quad \mu = 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 5542.79 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 4988.80 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 4797.02 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 8690.38 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de E**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

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

- **Evaluation des flèches**

$$f_{ij} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ij}}} = 0.008 \text{ m}$$

$$f_{ig} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ig}}} = 0.008 \text{ m}$$

$$f_{ip} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ip}}} = 0.009 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 0.015 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = 0.015 + 0.009 - 0.008 - 0.008 = 0.008 \text{ m}$$

Donc : $\Delta f_t = 0.8 \text{ cm} = f_{adm} = 0.8 \text{ cm}$ la flèche est vérifiée.

3.2.4.3 Le résumé des ferraillements et de la flèche des poutrelles plus défavorable:

Tableau 3-3: résumé de ferraillement des poutrelles

		Ferraillement longitudinal						Ferraillement Transversal		
		M KN.m	μ_{bu}	α	Z cm	A _s cm ²	A _{min} cm ²	barres	A _t cm ²	S _t cm
Etage courant	travée	12.46	0.058	0.074	0.174	2.05	0.99	2HA10+1HA8 =2.07	2HA6	15
	Appui inter	8.23	0.17	0.234	0.163	1.45	0.22	1HA8+1HA12 =1.63	2HA6	15
	Appui rive	2.05	0.044	0.056	0.176	0.33	0.22	1HA8=0.50	2HA6	15
Terrasse Inaccessible	travée	10.94	0.051	0.066	0.175	1.79	0.99	2HA10+1HA8 =2.07	2HA6	15
	Appui inter	8.75	0.190	0.266	0.160	1.56	0.22	1HA8+1HA12 =1.63	2HA6	15
	Appui rive	2.18	0.047	0.060	0.175	0.35	0.22	1HA8=0.50	2HA6	15

Tableau 3-4 : Evaluation de la flèche

	Δf_t (cm)	f_{adm} (cm)	Observation
Etage courant	0.53	0.8	Vérifiée
Terrasse inaccessible	0.12	0.84	Vérifiée

- **Ferraillement de la dalle de compression (CBA Art.B6.8.4.2.3)**

On utilise des barres de type rond lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$.

1) Armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2) Armatures parallèles aux nervures

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

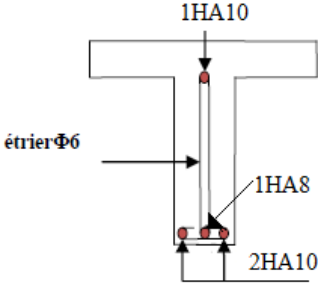
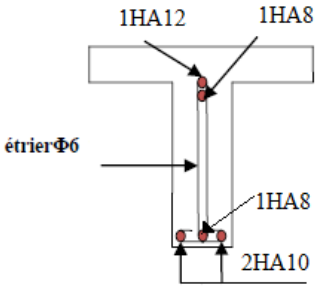
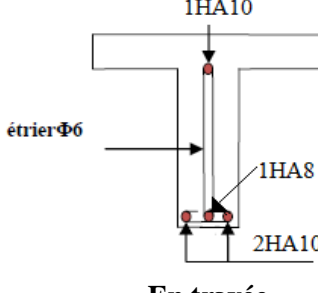
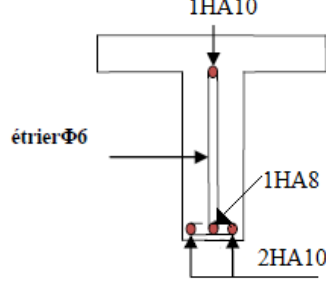
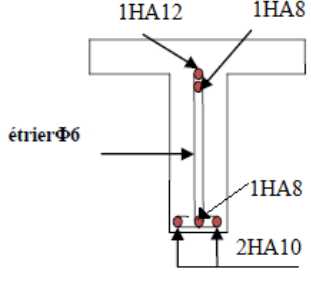
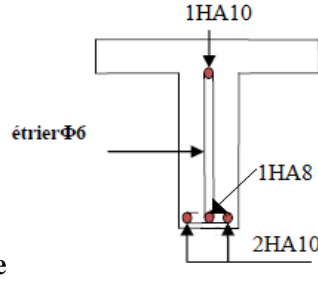
On choisit :

5TS6/ml=1.41cm² perpendiculaires aux poutrelles → St=20cm ≤ 20cm... Vérifiée.

4TS6/ml=1.13cm² parallèles aux poutrelles → St=25cm ≤ 30cm... Vérifiée.

Schéma de ferrailage des poutrelles et la dalle de compression:

Tableau 3-5 : Schéma de ferrailage des poutrelles

Plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles
<p>Etage courant</p>	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">  <p>En appui de rive</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>En appui intermédiaire</p> </div> </div> <div style="text-align: center; margin-top: 20px;">  <p>En travée</p> </div>
<p>Terrasse Inaccessible</p>	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">  <p>En appui de rive</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>En appui intermédiaire</p> </div> </div> <div style="text-align: center; margin-top: 20px;">  <p>En travée</p> </div>

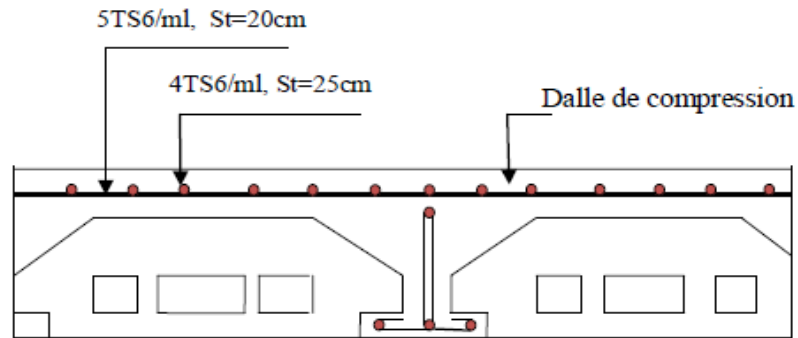


Figure3-3: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

3.3 ETUDE DES DALLES PLEINES

3.3.1 Panneau sur 4 appuis (entourant la cage d'ascenseur)

$$G = 4.58 \text{ KN/m}^2$$

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

$$L_x = 3.60 \text{ m} \quad ; L_y = 4.10 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.60}{4.10} = 0.87 > 0.4$$

=> La dalle travaille suivant les deux sens.

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

3.3.1.1 Calcul à l'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35 \times 4.58) + (1.5 \times 1.5) = 8.43 \text{ KN/m}^2$$

Calcul de M_{x0} et M_{y0}

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times (q_u \times l_x^2) \quad ; \mu_x = 0.0486$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \quad ; \quad \mu_y = 0.7244$$

$$M_x = 5.31 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 3.85 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_x = 3.98 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y = 2.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -2.65 \text{ KN.m}$$

Ferrailage

Le ferrailage est calculé à la flexion simple pour une bande de 1ml ($b = 1 \text{ m}$)

$$M_u = 3.98 \text{ KN.m}$$

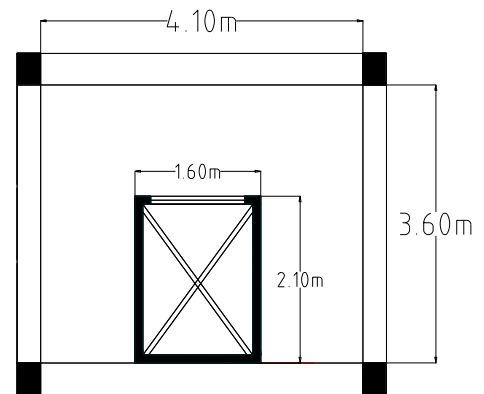


Figure 3-4 :Panneau sur 4 appuis.

$\mu_{bu} = 0.028, \quad \alpha = 0.035, \quad Z=0.098, \quad A_s=1.16\text{cm}^2/\text{ml}$

Condition de non fragilité “ A_{min} ”

On a : $e \geq 12\text{cm}$

$\rho > 0.4$

$A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3-\rho) \times b \times e = \frac{0.0008}{2} (3-0.87) \times 100 \times 12 = 1.022 \text{ cm}^2$

$A_s > A_{min}$ la condition vérifiée.

On opte : 4HA8=2.01cm²/ml

Vérification de l’espacement

Armatures transversales

$S_t \leq \min (3e, 33\text{cm}) = \min (3 \times 12, 33\text{cm})$

$S_t \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

Armature de répartition

$S_t \leq \min (4e, 45\text{cm}) = \min (4 \times 12, 45\text{cm})$

$S_t \leq 45\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$

D’une manière identique, on fait les calculs selon Ly et au niveau des appuis.

On trouve les résultats présentés dans le (Tableau 3.5).

Tableau 3-6 : Ferrailage de panneau sur 4 appuis

	En travée							
	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal (cm2)	Amin (cm2)	Aadop (cm ²)	St (cm)
Sens X	3.98	0.028	0.035	0.098	1.16	1.022	4HA8=2.01	25
Sens Y	2.88	0.023	0.029	0.090	0.91	0.96	4HA8=2.01	25
En appuis								
Sensx=sensy	2.65	0.018	0.023	0.099	0.76	1.022	4HA8=2.01	25

Vérification des armatures secondaires

$A_t^y \geq A_t^x / 4$ vérifiée.

Vérification de l’effort tranchant

L’effort tranchant max est dans le sens x :

$V_x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 9.51 \text{ KN}$

$\tau^{max} = \frac{V_x}{b_0 d} = 0.095 \text{ MPa} < \tau^{adm} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$

Pas d’armatures transversales dans la dalle.

3.3.1.2 Vérification à l'ELS

$$q_s = G + Q = 6.08 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0556 \\ \mu_y = 0.8074 \end{cases}$$

$$M_{0ser}^x = \mu_x \cdot q_s \cdot l^2 = 0.0556 \times 6.08 \times 3.60^2 = 4.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{0ser}^y = \mu_y \cdot M_{0ser}^x = 0.8074 \times 4.38 = 3.53 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_{tser}^x = 0.75 \times 4.38 = 3.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{tser}^y = 0.75 \times 3.53 = 2.64 \text{ KN.m}$$

En appui : $M_{aser}^x = M_{aser}^y = -0.5 M_{0ser}^x = -1.64 \text{ KN.m}$

Vérification des contraintes

Comme notre panneau se situe à l'intérieure de la structure (FPN) \Rightarrow on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

Sens x-x

$$A_x = 2.01 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 10 \text{ cm}$$

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

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

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

$$A'_s = 0$$

D'une même manière, on fait les calculs selon Ly et au niveau des appuis.

Les résultats de calcul son résumé dans le tableau suivant :

Tableau3-7 : Vérification des contraintes.

En travée						
	M (KN .m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	observation
Sens -x	3.28	2.16	2189.11	3.23	15	Pas risque de fissuration
Sens-y	2.64	2.16	2189.11	2.60	15	Pas risque de fissuration
En appuis						
Sens x =sens y	1.64	2.16	2189.11	1.61	15	Pas risque de fissuration

- **Etat limite de déformation**

Vérification de la flèche :

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

Sens x-x

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

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire. La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

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

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

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

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

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{360}{500} = 0.72 cm$$

$$y = 2.16 cm$$

$$I = 2189.11 cm^4$$

$$E_I = 32164.2 MPa$$

$$E_v = 10721.4 MPa$$

$$A_s = 2.01 cm^2$$

Evaluation des moments en travée

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

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

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

$$q_{jser} = 3 KN/m^2$$

$$q_{gser} = 4.58 KN/m^2$$

$$q_{pser} = (3 + 4.58) = 7.58 KN/m^2$$

$$\begin{cases} M_{ox}^j = 0.0556 \times 3 \times 3.6^2 = 2.16 \text{KN.m} \\ M_{ox}^g = 0.0556 \times 4.58 \times 3.6^2 = 3.30 \text{KN.m} \\ M_{ox}^p = 0.0556 \times 7.58 \times 3.6^2 = 5.46 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times M_{0x}^j = 1.62 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times M_{0x}^g = 2.47 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times M_{0x}^p = 4.09 \text{KN.m}$$

$$\Delta f = 0.182 + 0.152 - 0.060 - 0.039 = 0.235 \text{cm}$$

La flèche totale $\Delta f = 0.235 \text{cm} < f_{adm} = 0.72 \text{cm}$ vérifiée

Sens y-y

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire. La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

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

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{410}{500} = 0.82 \text{cm}$$

Evaluation des moments en travée

$$\begin{cases} M_{oy}^j = 0.8074 \times 2.16 = 1.74 \text{KN.m} \\ M_{oy}^g = 0.8074 \times 3.30 = 2.66 \text{KN.m} \\ M_{oy}^p = 0.8074 \times 5.46 = 4.40 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times M_{0x}^j = 1.30 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times M_{0x}^g = 1.99 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times M_{0x}^p = 3.30 \text{KN.m}$$

$$\Delta f = 0.190 + 0.105 - 0.063 - 0.041 = 0.191 \text{cm}$$

La flèche totale $\Delta f = 0.191 \text{cm} < f_{adm} = 0.82 \text{cm}$ vérifiée

Calcul des armatures de renfort autour de l'ascenseur

Dimension de l'ascenseur :

Selon x-x' : $l = 160 \text{cm}$.

Selon y-y' : $l = 210 \text{cm}$.

La section d'armature Ax selon x-x' :

$$Ax = 1.60 \times 2.01 = 3.81 \text{cm}^2$$

On choisit $4HA12=3.21\text{cm}^2$.

La section d'armatures A_y selon $y-y'$:

$$A_y=2.10 \times 2 \cdot 0.01=4.22\text{cm}^2.$$

On choisit $4HA12=4.52\text{cm}^2$.

3.3.1.3. Schéma de ferrailage

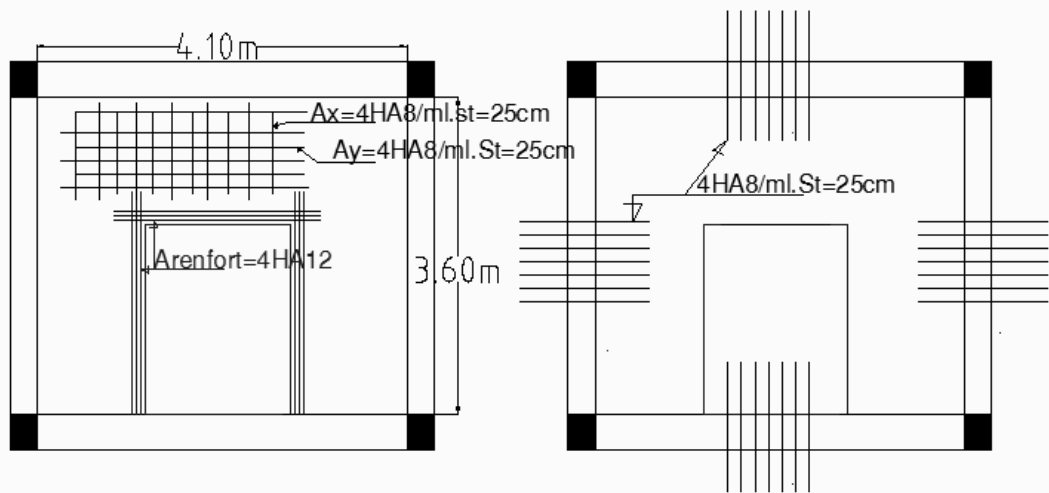


Figure3-5 : schéma de ferrailage du panneau sur 4 appuis

3.3.2 Dalle sur 2 appuis (balcon)

$e=12\text{cm}$

$$G=4.58\text{KN/m}^2$$

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

$$L_x=0.30\text{m} ; L_y=3.10\text{m}$$

$$\rho = \frac{0.3}{3.1} = 0.09 < 0.4$$

=>La dalle travaille selon un seul sens « L_x »

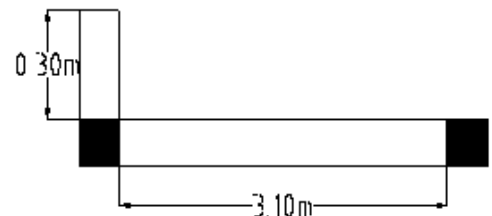


Figure3-6 :Dalle sur 2 appuis (balcon).

3.3.2.1 Calcul a L'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35 \times 4.58) + (1.5 \times 3.5) = 11.43\text{KN/m}^2$$

Après calcul RDM on obtient :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = 0.51\text{KN.m}$$

$$V_u = (q_u \times l) = 3.43\text{KN}$$

Le tableau suivant illustre les résultats de la flexion simple et les sections d'armatures choisies :

Tableau 3-8: Résultats du calcul à la flexion simple et ferrailage de la dalle

μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{opt} (cm ² /ml)	A_r (cm ²)	S_t (cm)
0.0044	0.0056	0.089	0.163	1.086	2HA10=1.57	2HA8=1.01	20

Vérification de l'espacement

$$S_t \leq \min(2e; 25\text{cm}) = \min(2 \times 12; 25\text{cm}) = 24\text{cm}$$

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

Vérification au cisaillement

$$\tau^{max} = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \tau^{adm} = 0.05 f_{c28}$$

$$\tau^{max} = 0.03\text{MPa} \leq \tau^{adm} = 1.25\text{MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

Vérification des A_l vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\text{On doit vérifier que : } A_l \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e}$$

$$\text{Et on a : } A_l = 1.57\text{cm}^2 \text{ et } V_{max} = 3.43 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow 1.57\text{cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 3.43}{400} 10^{-3} = 0.098\text{cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

3.3.2.2 Vérification à l'ELS

$$q_s = G + Q = 8.08\text{KN/ml}$$

Après calcul RDM on obtient :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = 0.36\text{KN.m}$$

Vérification des contraintes

Le balcon se situe à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st}).

Le tableau 3.12 résume la vérification des contraintes.

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

$$\sigma_s = 15\sigma_b \times \frac{d-y}{y} < \bar{\sigma}_s = 201.6\text{MPa}$$

Les résultats de calcul son résumé dans le tableau suivant :

Tableau3-9 : Résultats de calcul des contraintes de béton et d'acier

	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	1.83	1412.76	0.46	15	27.03	201.6

- **Etat limite de déformation**

Vérification de la flèche

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.4 \geq 0.06 \\ 0.4 \geq 0.1 \\ 0.0017 \leq 0.0105 \end{cases} \begin{matrix} \text{condition vérifiée} \\ \text{condition vérifiée} \\ \text{condition vérifiée} \end{matrix}$$

=>Les trois conditions sont vérifier, la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

3.3.2.3. Schéma de ferrailage

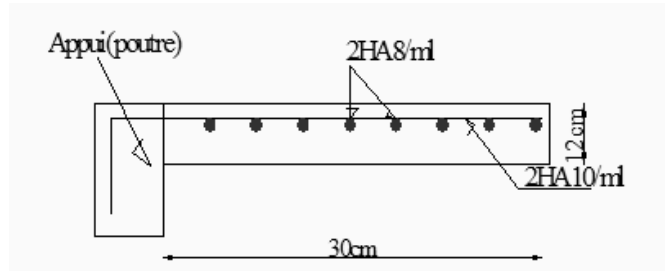


Figure 3-7 : schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.

3.3.3 Dalle sur 3 appuis (intérieure de l'habitation FPN)

G=4.58KN/m²

Q=1.5 KN/m²

Lx= 1.10m ; Ly=4.10m

$\rho = \frac{1.10}{4.10} = 0.26 < 0.4$

e= 12cm

On aura donc:

A l'ELU : Pu= 1.35G+1.5Q=8.43KN/m²

A l'ELS : Ps= G+Q= 6.08KN/m²

On a Lx=1.10m < $\frac{L_y}{2} = 2.05$ alors

$$\begin{cases} M_{0x} = \frac{P \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times P \times L_x^3}{3} \\ M_{0y} = \frac{P \times L_x^3}{6} \end{cases}$$

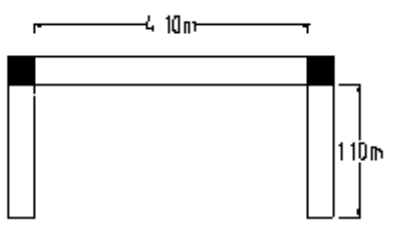


Figure3-8 : Dalle sur 3 appuis.

3.3.3.1 Calcul à l'ELU

$$\begin{cases} M_{0X} = 13.43KN.m \\ M_{0Y} = 1.87 KN.m \end{cases}$$

Moment en travées

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 13.43 = 11.41 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 1.87 = 1.40 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.3 \times M_{0x} = -4.03 \text{KN.m} \\ -0.5 \times M_{0x} = -6.71 \text{KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{Pu \times L \times}{2} = \frac{13.43 \times 1.10}{2} = 7.38 \text{KN}$$

• **Ferrailage****En travée****Tableau 3-10** : Résultats de calcul à la flexion simple et ferrailage de la dalle en travée

	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{opt} (cm ² /ml)	S_t (cm)
Sens x-x	0.080	0.1051	0.0958	3.42	1.20	4HA12=4.52	25
Sens y-y	0.0099	0.0124	0.0995	0.404	1.20	3HA8=1.51	25

Espacement (St)**Sens x-x**

$$S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = \min(3 \times 12, 33\text{cm})$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Sens y-y

$$S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = \min(4 \times 12, 45\text{cm})$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

En appuis**Tableau 3-11** : Résultats de calcul à la flexion simple et ferrailage de la dalle en appui

	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{opt} (cm ² /ml)	S_t (cm)
Sens x-x	0.0351	0.0447	0.0884	1.31	1.08	3HA8=1.51	25
Sens y-y	0.0585	0.0754	0.0873	2.21	1.08	3HA10=2.36	25

Espacement (St)**Sens x-x**

$$S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = \min(3 \times 12, 33\text{cm})$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Sens y-y

$$S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = \min(4 \times 12, 45\text{cm})$$

$$S_t \leq 45\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

Vérification au cisaillement

$$\tau^{max} = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \tau^{adm} = 0.05 f_{c28}$$

$$\tau^{max} = 0.0738\text{MPa} \leq \tau^{adm} = 1.25\text{MPa}$$

Vérification des A_l vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\text{On doit vérifier que : } A_l \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e}$$

$$\text{Et on a : } A_l = 4.52\text{cm}^2 \text{ et } V_{\max} = 7.38 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow 4.52\text{cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 7.38}{400} 10^{-3} = 0.212\text{cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

3.3.3.2 Calcul à l'ELS

$$\begin{cases} M_{0X} = 9.68\text{KN.m} \\ M_{0Y} = 1.35\text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en travées

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{0X} = 0.85 \times 9.68 = 8.22\text{KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{0Y} = 0.75 \times 1.35 = 1.01\text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.3 \times M_{0X} = -2.90\text{KN.m} \\ -0.5 \times M_{0X} = -4.84\text{KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes

Comme notre panneau se situe à l'intérieure de la structure (FPN) \Rightarrow on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

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

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

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

$$A'_s = 0$$

Tableau 3-12 : Résultats de calcul de la contrainte de béton

	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
Travée x-x	3.062	4220.57	5.96	15	vérifiée
Travée y-y	1.913	1714.65	1.12	15	vérifiée
Appuis	2.326	2504.19	4.5	15	vérifiée

Etat limite de déformation

Vérification de la flèche

Sens x-x

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.1 \geq 0.06 \\ 0.1 \geq 0.08 \\ 0.00452 \leq 0.010 \end{cases} \begin{matrix} \text{condition vérifiée} \\ \text{condition vérifiée} \\ \text{condition vérifiée} \end{matrix}$$

Toutes les conditions de BEAL91 sont vérifiées donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

Sens y-y

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

$$\frac{h}{L} = \frac{0.12}{4.10} = 0.03 < 0.06$$

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

La flèche totale est définie d'après le BEAL91 comme suit :

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

$$\Delta f = 0.073 + 0.040 - 0.024 - 0.016 = 0.073 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.073 \text{ cm} < f_{adm} = 0.82 \text{ cm}$$

3.3.3.3 Schéma de ferrailage

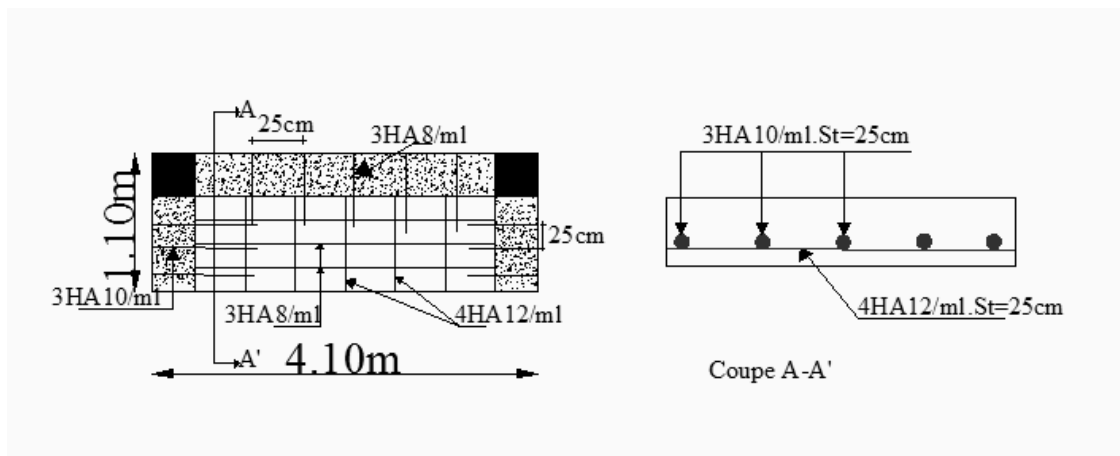


Figure3-9 : Schéma de ferrailage de dalle sur 3 appuis.

3.3.4. Dalle sur 3 appuis (balcon)

$G=4.58\text{KN/m}^2$

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

$L_x= 1.20\text{m} \quad ; \quad L_y=3.10\text{m}$

$\rho = \frac{1.20}{3.10} = 0.38 < 0.4$

$e= 12\text{cm}$

On aura donc:

A l'ELU : $P_u= 1.35G+1.5Q=11.43\text{KN/m}^2$

A l'ELS : $P_s= G+Q= 8.08\text{KN/m}^2$

On a $L_x=1.20\text{m} < \frac{L_y}{2} = 1.55$ alors

$$\begin{cases} M_{0x} = \frac{P \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times P \times L_x^3}{3} \\ M_{0y} = \frac{P \times L_x^3}{6} \end{cases}$$

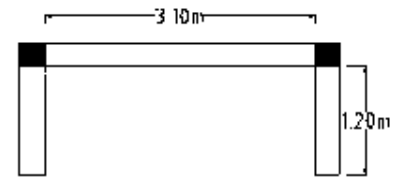


Figure3-10 : Dalle sur 3 appuis (balcon)

3.3.4.1 Calcul à l'ELU

$$\begin{cases} M_{0X} = 12.34\text{KN.m} \\ M_{0Y} = 3.29\text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en travées

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{0X} = 0.85 \times 12.34 = 10.49\text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{0Y} = 0.85 \times 3.29 = 2.8\text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.3 \times M_{0X} = -3.70\text{KN.m} \\ -0.5 \times M_{0X} = -6.17\text{KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{P_u \times L_x}{2} = \frac{11.43 \times 1.20}{2} = 6.85\text{KN}$$

• **Ferraillage**

En travée

Tableau 3-13 : Résultats de calcul à la flexion simple et ferraillage de la dalle en travée

	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{opt} (cm ² /ml)	S_t (cm)
Sens x-x	0.0914	0.1200	0.0857	3.52	1.08	5HA10=3.93	20
Sens y-y	0.0244	0.0309	0.0889	0.90	1.08	3HA8=1.51	20

Espacement (St)

$S_t \leq \min(2e, 25\text{cm}) = \min(2 \times 12, 25\text{cm}) = 24\text{cm}$

$$S_t \leq 24 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

En appuis

Tableau 3.14. Résultats de calcul à la flexion simple et ferrailage de la dalle en appui

	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{opt} (cm ² /ml)	S_t (cm)
Sens x-x	0.0322	0.0410	0.0885	1.20	1.08	3HA8=1.51	20
Sens y-y	0.0538	0.0691	0.0875	2.02	1.08	3HA10=2.36	20

Espacement (St)

$$S_t \leq \min(2e, 25\text{cm}) = \min(2 \times 12, 25\text{cm}) = 24\text{cm}$$

$$S_t \leq 24 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Vérification au cisaillement

$$\tau^{max} = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \tau^{adm} = 0.05 f_{c28}$$

$$\tau^{max} = 0.076 \text{MPa} \leq \tau^{adm} = 1.25 \text{MPa}$$

Vérification des A_l vis-à-vis de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $A_l \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e}$

Et on a : $A_l = 3.93 \text{cm}^2$ et $V_{max} = 6.85 \text{KN}$

$$\Rightarrow 3.93 \text{cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 6.85}{400} 10^{-3} = 0.196 \text{cm}^2$$

condition vérifié

3.3.4.2 Calcul à l'ELS

$$\begin{cases} M_{0X} = 8.72 \text{KN.m} \\ M_{0Y} = 2.32 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en travées

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{0X} = 0.85 \times 8.72 = 7.41 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{0Y} = 0.85 \times 2.32 = 1.97 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.3 \times M_{0X} = -2.61 \text{KN.m} \\ -0.5 \times M_{0X} = -4.36 \text{KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes

On a une fissuration nuisible \Rightarrow on vérifie la contrainte de compression dans le béton et la contrainte de cisaillement de l'acier.

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

$$\sigma_s = 15 \sigma_b \times \frac{d-y}{y} < \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{MPa}$$

Tableau 3-15 : Résultats de calcul de la contrainte de béton et l'acier

	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
Travée x-x	2.72	2995.7	6.72	15	232.72	201.6
Travée y-y	1.80	1368.6	2.59	15	155.4	201.6
Appuis	2.19	1991.8	4.79	15	223.42	201.6

On remarque que :

$$\sigma_s = 232.72 > \overline{\sigma}_s = 201.6 \quad \text{en travée dans le sens x-x}$$

$$\sigma_s = 223.42 > \overline{\sigma}_s = 201.6 \quad \text{en appui}$$

=>La contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc le calcul se fera à l'ELS :

En travée :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\overline{\sigma}} \quad ; \quad \alpha = \sqrt{90\beta\left(\frac{1-\alpha}{3-\alpha}\right)} \quad ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{bd^2\overline{\sigma}}$$

$$\beta = 0.004$$

α : ce calculera par étirassions successives

$$0 < \alpha < 1$$

$$\alpha_1 = 0.30 \quad ; \quad \alpha_2 = 0.305 \quad ; \quad \alpha_3 = 0.304 \quad \text{on prend } \alpha = \alpha_3$$

$$A_{ser} = \frac{7.41 \times 10^{-3}}{0.09\left(1-\frac{0.304}{3}\right)201.6} = 4.54 \text{cm}^2$$

$$\text{On adopte: } A_s = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{cm}^2$$

En appui:

$$\beta = 0.002$$

$$\alpha_1 = 0.30 \quad ; \quad \alpha_2 = 0.216 \quad ; \quad \alpha_3 = 0.225 \quad ; \quad \alpha_4 = 0.224 \quad \text{on prend } \alpha = \alpha_4$$

$$A_{ser} = 2.58 \text{cm}^2$$

$$\text{On adopte: } A_s = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2$$

Etat limite de déformation

Vérification de la flèche

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.1 \geq 0.06 \\ 0.1 \geq 0.08 \\ 0.62 \geq 0.010 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{condition vérifiée} \\ \text{condition vérifiée} \\ \text{condition non vérifiée} \end{array}$$

La 3^{eme} condition n'est pas vérifiée, donc la vérification à la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BEAL91 comme suit :

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

$$\Delta f = 0.0427 + 0.044 - 0.018 - 0.0077 = 0.063 \text{cm}$$

$$\Delta f = 0.063\text{cm} < f_{\text{adm}} = 0.24\text{cm}$$

Sens y-y

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

$$\frac{h}{L} = \frac{0.12}{3.10} = 0.038 < 0.06$$

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

La flèche totale est définie d'après le BEAL91 comme suit :

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

$$\Delta f = 0.0409 + 0.0208 - 0.0136 - 0.0344 = 0.013\text{cm}$$

$$\Delta f = 0.013\text{cm} < f_{\text{adm}} = 0.62\text{cm}$$

3.3.4.3 Schéma de ferrailage

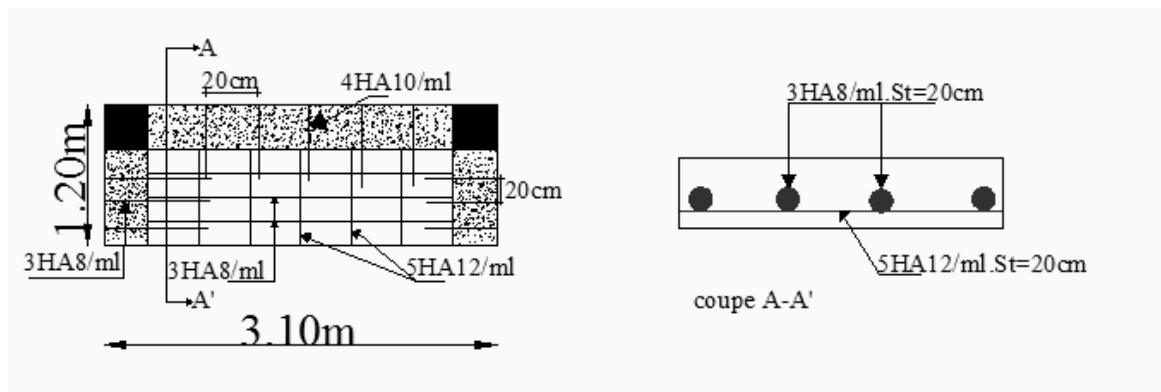


Figure3-11 : Schéma de ferrailage de dalle sur 3 appuis (balcon).

3.4 ETUDE DES ESCALIERS

3.4.1 Type 1 (escalier une seule volée)

Poids de la volée

Tableau 3-16 : Evaluation des charges de la volée de l'escalier typel

Matériaux	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Marche	17	22	1.87

Paillasse	17	25	5.06
Enduit de ciment	1.5	18	0.27
Gardes corps	//	//	0.1
Totale			8.50

Le poids propre du palier de repos

Tableau 3-17 :Evaluation des charges du palier de l'escalier type 1

Matériaux	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Poids propre	17	25	4.25
Enduit de ciment	1.5	18	0.27
Total			5.72

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

3.4.1.1 Calcul des Sollicitations

A l'ELU

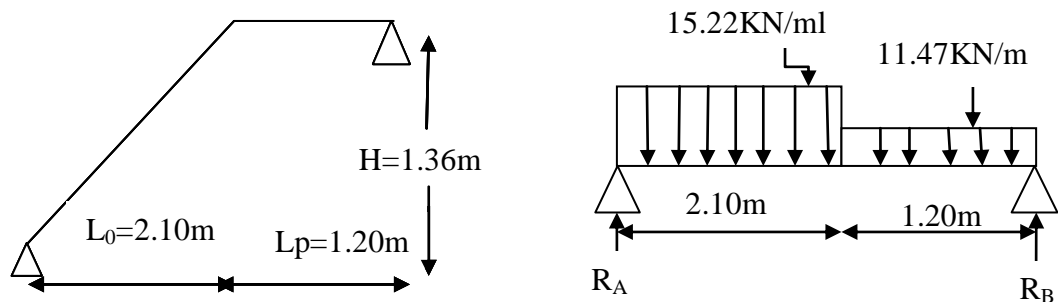


Figure 3-12 : Schéma statique de l'escalier type 1

$$q_{pu} = 1,35 G + 1,50 Q = 11.47 \text{ KN/m}$$

$$q_{vu} = 1,35 G + 1,50 Q = 15.22 \text{ KN/m}$$

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de RDM.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (15.22 \times 2.10) + (11.47 \times 1.20)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 45.72 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow (15.22 \times 2.10^2 / 2) + (11.47 \times 1.20 \times 2.7) - (3.3 R_B) = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 24.29 \text{ KN} \\ R_B = 21.43 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M^{\max} = 19.38 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 14.53 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -9.69 \text{ KN.m}$$

3.4.1.2 Ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section $(b \times h) = (100 \times 17) \text{ cm}^2$.

Tableau 3-18 : Résultats du calcul à la flexion simple et ferrailage de l'escalier

	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opt} (cm ²)	St
Travée	14.53	2.85	1.81	4HA10=3.14	25
Appuis	9.69	1.88	1.81	4HA8=2.01	25

- **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow \begin{cases} \text{En travée: } A_r = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 \\ \text{En appui: } A_r = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc, on adopte : 4HA8/ml = 2.01 cm² /ml

3.4.1.3 Vérifications à L'ELU

- **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \tau^{adm} = 0.05 f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \text{ avec : } V = R_A = 24.29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{24.29 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.161 \text{ MPa} < \tau^{adm} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A_s \geq \frac{(V + \frac{M_a}{0.9 \times d})}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec : V = 24.29 KN

$$M_a = -9.69 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow A_s \geq (24.29 \times 10^{-3} - \frac{9.69 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.15}) / 348 = -0.000276 \text{ cm}^2 < 0$$

\(\Rightarrow\) Aucune vérification à faire.

- **Vérification des espacements**

$$St \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad \text{vérifiée} \quad (\text{armatures longitudinales})$$

$$St \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad \text{vérifiée} \quad (\text{armatures transversales})$$

3.4.1.4 Vérifications à L'ELS

$$q_{pu} = G + Q = 5.72 + 2.5 = 8.22 \text{ KN/m}$$

$$q_{vs} = G + Q = 8.50 + 2.5 = 11 \text{ KN/m.}$$

Les sollicitations calculées par la méthode RDM sont

$$R_A = 17.54 \text{ KN}$$

$$R_B = 15.42 \text{ KN}$$

$$M_0 = 13.98 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 10.48 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -6.99 \text{ KN.m}$$

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

Etant donné que la fissuration est peu nuisible donc la vérification des contraintes dans les aciers est inutile

• **Etat limite de compression du béton**

Dans ce cas il faut vérifier :

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

Tableau 3-19: Résultats de calcul des contraintes de béton

	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _b (MPa)
Travée	10.48	2.63	7645.3	3.60	15
Appuis	6.99	2.93	5230.9	3.91	15

• **Vérification à l'état limite de déformation**

Si les 03 conditions suivantes sont vérifiées alors pas de vérification à la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.051 \leq 0.062 \\ 0.051 \leq 0.075 \\ 0.002 \leq 0.0105 \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{condition non vérifiée} \\ \text{condition non vérifiée} \\ \text{condition vérifiée} \end{array}$$

=> La 1ere et 2 eme conditions ne sont pas vérifier. Donc La vérification à la flèche est nécessaire.

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = 0.62 \text{ cm}$$

f_{gi} et f_{vg} : Flèche instantanée et différée simultanément due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

f_{qi} : Flèche instantanée due aux charges permanentes supportés par l'élément considéré.

$$f_{gi} = \frac{M.L^2}{10E_i.I_{fi}} \quad ; \quad f_{vg} = \frac{M.L^2}{10E_v.I_{fv}}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa} \quad ; \quad E_v = 10721.4 \text{ Mpa}$$

- **calcul à l'ELS**

$$\rho = \frac{As}{b.d} = \frac{3.14}{100 \times 15} = 0.002$$

$$\lambda_i = \frac{0.05.f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.002 \times (2+3)} = 10.5$$

$$\lambda_v = 0.4\lambda_i = 4.2$$

- **Calcul du moment d'inertie I_0**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15A \left(\frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$I_0 = 100 \times 17^3 / 12 + 15 \times 3.14 \times (8.5 - 2) = 41247.81 \text{ cm}^4$$

- **Les moments**

$$\begin{cases} g_v = 8.50 \text{ KN/ml} \\ g_p = 5.72 \text{ KN/ml} \end{cases} \Rightarrow g_{eq} = \frac{8.50 \times 2.10 + 5.72 \times 1.20}{3.3} = 7.48 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} j_v = 5.06 + 1.87 = 6.93 \text{ KN/ml} \\ j_p = 4.25 \text{ KN/ml} \end{cases} \Rightarrow j_{eq} = \frac{6.93 \times 2.10 + 4.25 \times 1.2}{3.3} = 5.95 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} p_v = 8.5 + 2.5 = 11 \text{ KN/ml} \\ p_p = 5.72 + 2.5 = 8.22 \text{ KN/ml} \end{cases} \Rightarrow p_{eq} = \frac{11 \times 2.10 + 8.22 \times 1.2}{3.3} = 9.98 \text{ KN/ml}$$

$$M_j = 0.75 \times \frac{jL^2}{8} = 6.07 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 7.63 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 10.18 \text{ KN.m}$$

- **Les contraintes**

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_j}{I} (d - y) = 144.146 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15M_g}{I} (d - y) = 181.182 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15M_p}{I} (d - y) = 241.748 \text{ MPa}$$

Calcul de μ :

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

$$\mu_g = 0 ; \mu_p = 0.10 ; \mu_j = 0$$

$$\text{Si } \mu < 0 \Rightarrow \mu = 0$$

- **Les moments d'inertie fictive**

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 0.0004722 \text{ m}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 0.0004722 \text{ m}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 0.0002256 \text{ m}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 0.0004722 \text{ m}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ij}}} = 0.0004318 \text{ m}$$

$$f_{ig} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ig}}} = 0.0005470 \text{ m}$$

$$f_{ip} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} = 0.001527 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 0.001641 \text{ m}$$

Donc : $\Delta f_t = 0.21 \text{ cm} < f_{adm} = 0.66 \text{ cm}$ vérifiée.

Schéma de ferrailage

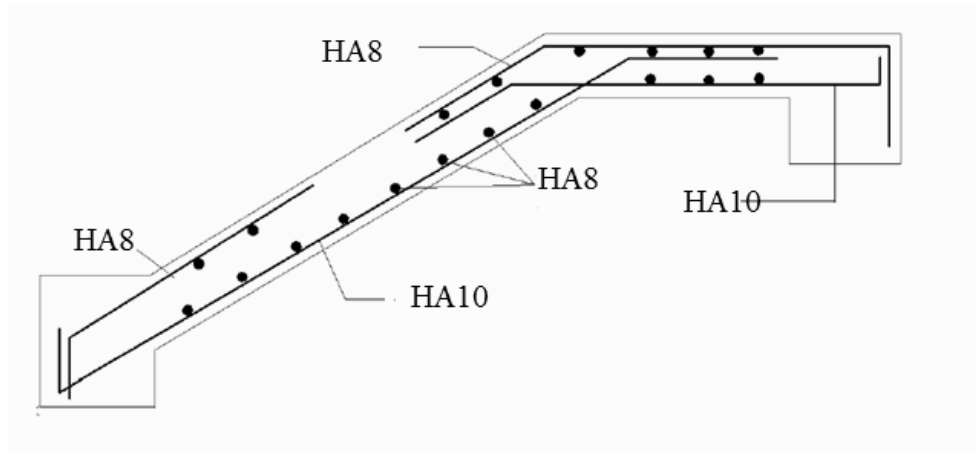


Figure 3-13 : schéma de ferrailage de l'escalier type 1

3.4.1.6 Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

- **Pré dimensionnement**

$$L = 3.10 \text{ m}$$

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 20.66 \leq h \leq 31$$

- **Vérification**

D'après le RPA99 version 2003, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq h \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{On opte pour une section de } (30 * 30) \text{ cm}^2$$

- **Calcul à la flexion simple**

Les charges revenant à la poutre palière sont :

$$\text{Poids propre : } G = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

La charge transmise par l'escalier (type I): c'est la réaction d'appui au point B.

ELU : $R_B = 21.29 \text{KN/ml}$

ELS : $R_B = 15.42 \text{KN/ml}$

• **Calcul des sollicitations**

A l'ELU

$q_u = 1.35 \times 2.25 + 21.29 = 24.32 \text{ KN/ml}$

$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = 29.21 \text{ KN/m}$

En travée : $M_t = 24.82 \text{ Kn.m}$

En appuis : $M_a = -11.68 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $V_u = \frac{p_u \times l}{2} = 37.70 \text{ KN}$

A l'ELS

$q_s = 17.67 \text{ KN/ml}$

$M_0 = 21.22 \text{ KN/m}$

En travée : $M_t = 18.03 \text{ KN.m}$

En appui : $M_a = -8.48 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $V_s = 27.38 \text{ KN}$

• **Ferraillage**

Les résultats du ferraillage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 3-20: Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{opté}$ (cm^2/ml)
Travée	24.82	0.074	0.096	0.269	2.65	1.01	4HA10=3.14
Appui	11.68	0.035	0.044	0.275	1.22	1.01	3HA10=2.36

• **Vérifications**

- **Vérifications à l'ELU**

Condition de non fragilité

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.01 \text{ cm}^2$

En travée : $A_{cal} = 2.65 > A_{min} = 1.01 \text{ cm}^2$ vérifiée

En appui : $A_{cal} = 1.03 > A_{min} = 1.01$ vérifiée

Contrainte de cisaillement

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

Avec : $\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{37.70 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.448 \text{ MPa}$

Et $\tau_{adm} = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$.

$\tau_u = 0.448 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa}$ *Verifiée*

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$A > (Vu + \frac{Mu}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = -0.248 \text{ cm}^2$

Calcul de l'espacement

$S_t \leq (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25.2$. On opte pour $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Vérifications à L'ELU**

• **Etats limite de compression de béton**

.La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure au 'égale à la contrainte admissible du béton.

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

Tableau 3-21: Résultats de calcul des contraintes de béton

	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _b (MPa)
Travée	18.03	7.93	23958.88	5.96	15
Appui	8.48	7.03	19041.11	2.66	15

• **État limite de déformation**

- **Vérification de la flèche**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.096 \geq 0.062 \\ 0.096 \geq 0.084 \\ 0.0037 \leq 0.0105 \end{array} \right. \begin{array}{l} \textit{condition vérifiée} \\ \textit{condition vérifiée} \\ \textit{condition vérifiée} \end{array}$$

=> Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Calcul a la torsion**

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

M_{torsion}= M_a = 11.68 KN.m

e = Ø /6 = h/6 = 5 cm

Ω = [b-e] × [h-e] = 0.0625 m²

U = 2 × [(h-e)+(b-e)] = 1 m

$$A_l = \frac{M_{\tau u} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 2.68 \text{ cm}^2$$

• **Choix d'armature**

La section totale des armatures à adoptée est :

En travée : $A_t = \frac{A_{torsion}}{2} + A_l(\text{flexion}) = \frac{2.68}{2} + 3.14 = 4.48 \text{ cm}^2$

On opte pour : 5HA12=5.65cm²

En appuis : $A_t = \frac{A_{torsion}}{2} + A_l(\text{flexion}) = \frac{2.68}{2} + 2.36 = 3.70 \text{ cm}^2$

On opte pour : 3HA14=4.62cm²

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$ BAEL.

On a $V_{\max} = 37.70 \text{ KN}$; $\tau_{flexion} = 0.448 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{torsion}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{11.68 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 1.86 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1.91 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Calcul des armatures transversales

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée et 10 cm en appuis

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{\tau u} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Armature transversales en torsion : D'où $A_t = 1.35 + 0.45 = 1.8 \text{ cm}^2$

On opte pour un cadre et un épingle HA8=2.01cm².

Schéma de ferrailage

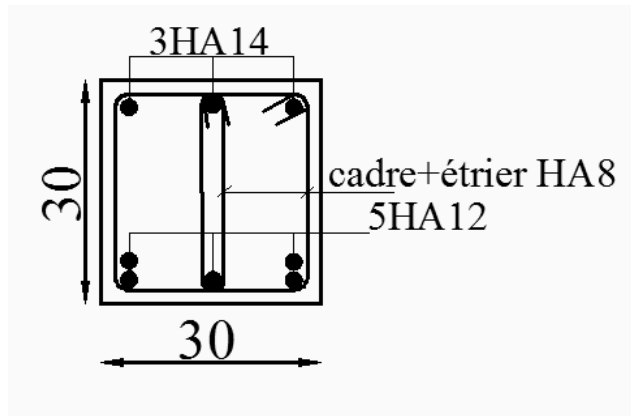


Figure 3.14. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

3.4.2 Type 2 (escalier a deux volées)

3.4.2.1 Evaluation des charges permanentes des escaliers

Le poids propre des volées

Tableau 3-22 : Evaluation des charges de la volée de l'escalier type 2

Matériaux	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Paillasse	$\frac{17}{\cos\alpha_1}$	25	5.03
	$\frac{17}{\cos\alpha_2}$		5.09
Marche	$\frac{h}{2}$	22	1.87
Enduit de ciment	1.5	18	0.27
Garde-corps	//	//	0.1
Totales			G₁= 8.47
			G₂= 8.53

Le poids propre du palier de repos

Tableau 3-23 : Evaluation des charges du palier de l'escalier type 2

Matériaux	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Poids propre	17	25	4.25
Enduit de ciment	1.5	18	0.27
Total			5.72

$Q=2.5KN/m^2$

3.4.2.2. Calcul de la 1^{ere} volée

à L'ELU

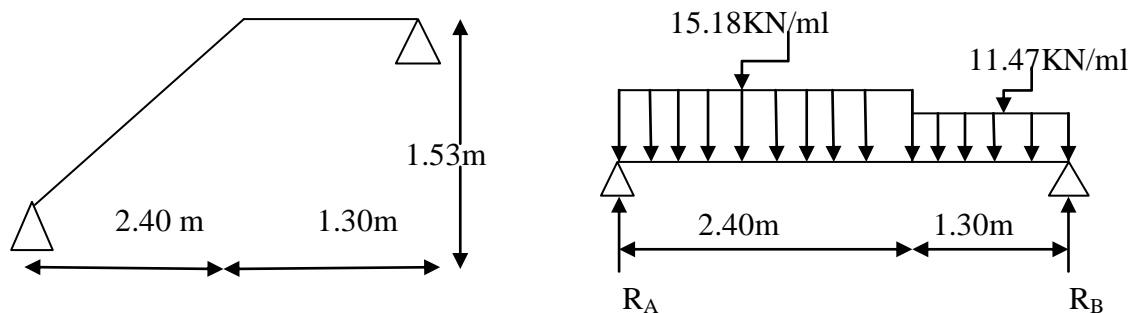


Figure 3-15 : Schéma statique de l'escalier type 2 (volée1)

-Calcul des Sollicitations

$$q_{pu} = 1,35 G + 1,50 Q = 11.47\text{KN/m}$$

$$q_{vu} = 1,35 G + 1,50 Q = 15.18\text{KN/m}$$

Par la méthode de RDM on trouve

$$R_A = 27.24\text{KN}$$

$$R_B = 24.10\text{KN}$$

$$M_0^{\text{max}} = 24.44\text{KN.m}$$

$$M_t = 0.75M_0 = 18.33\text{KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_0 = -12.22\text{KN.m}$$

- Ferrailage

Le calcul ce fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml ;Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 3-24 : Résultats de ferrailage de l'escalier type 2 (volée1)

	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opt} (cm ²)	St
Travée	18.33	3.62	1.81	5HA12=5.65	25
Appuis	12.22	2.38	1.81	4HA10=3.14	25

• **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow \begin{cases} \text{En travée: } A_r = \frac{5.65}{4} = 1.41\text{cm}^2 \\ \text{En appui: } A_r = \frac{3.14}{4} = 0.78\text{cm}^2 \end{cases}$$

Donc, on adopte : 4HA8/ml = 2.01cm² /ml

- **Vérifications à L'ELU**
- **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \tau^{adm} = 0.05 f_{c28}$$

Avec : $V = R_A = 27.24\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{27.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.181\text{MPa} < \tau^{adm} = 1.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A_s \geq \frac{(V + \frac{M_a}{0.9 \times d})}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec : $V = 27.28\text{KN}$

$$M_a = -12.22\text{KN}$$

$$\Rightarrow A_s \geq (27.28 \times 10^{-3} - \frac{12.22 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.15}) / 348 = -0.000181\text{cm}^2 < 0$$

=> Aucune vérification à faire.

- **Vérification des espacements**

$St \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 25\text{ cm}$ vérifiée (armatures longitudinales)

$St \leq \min(4e ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 25\text{ cm}$ vérifiée (armatures transversales)

• **Vérifications à L'ELS**

$q_{pu} = G + Q = 8.22\text{KN/m}$

$q_{vu} = G + Q = 10.97\text{KN/m}$

Les sollicitations calculées par la méthode RDM sont

$R_A = 19.67\text{KN}$

$R_B = 17.34\text{KN}$

$M_0^{\max} = 17.63\text{KN.m}$

$M_t = 0.75M_0 = 13.22\text{KN.m}$

$M_a = -0.5M_0 = -8.81\text{KN.m}$

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

Etant donné que la fissuration est peu nuisible donc la vérification des contraintes dans les aciers est inutile

- **Etat limite de compression du béton**

Dans ce cas il faut vérifier :

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

Tableau 3-25: Résultats de calcul des contraintes de béton

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma_b}(\text{MPa})$
Travée	13.22	4.26	12352.33	4.56	15
Appuis	8.81	3.31	7645.32	3.81	15

• **Vérification à l'état limite de déformation**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

$\frac{h}{l} = \frac{0.17}{3.7} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots$ non vérifiée

=> La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée. Donc La vérification à la flèche est nécessaire.

Tableau 3-26 : Les différent cas de chargement de l’escalier type 2(volée 1)

	J (KN/m ²)	g (KN/m ²)	q (KN/m ²)
Paillasse	6.9	8.47	10.97
Palier	4.25	5.72	8.22

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

$$\Delta f = 0.295+0.238-0.120-0.066=0.346 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t=0.346\text{cm} < f_{adm}=0.74\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Schémas de ferrailage

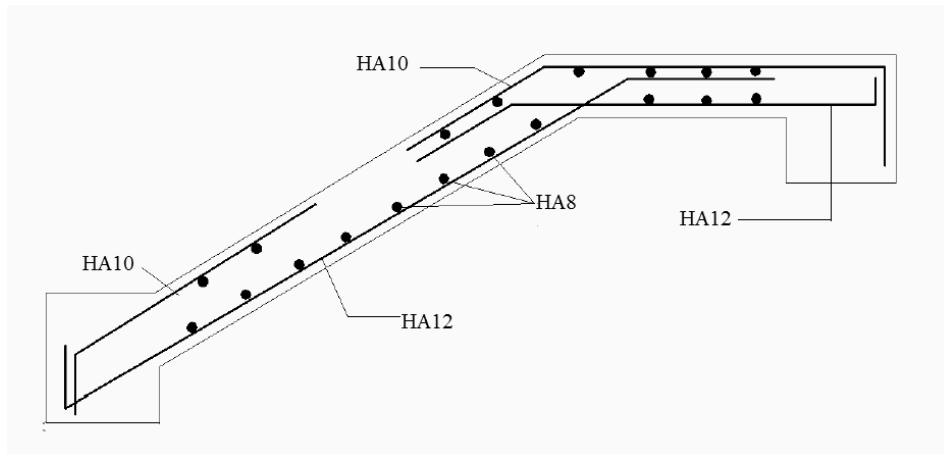


Figure3-16 : Schéma de ferrailage de l’escalier type2 (volée1)

3.4.2.3. Calcul de la 2^{eme} volée

à L’ELU

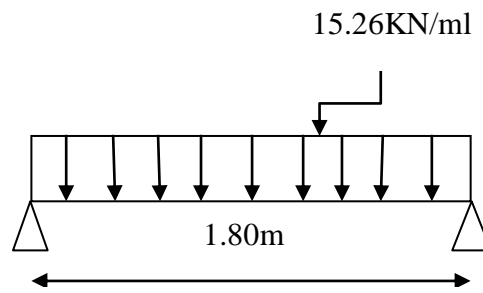


Figure3-17 : Schéma statique de l’escalier type 2 (volée 2)

$$q_{vu} = 1,35 G + 1,50 Q = 15.26\text{KN/ml}$$

Tableau 3-27 : Résultats de ferrailage de l’escalier type 2 (volée 2)

	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opt} (cm ²)	St
Travée	4.63	0.89	1.81	4HA8=2.01	25
Appuis	3.09	0.59	1.81	4HA8=2.01	25

• **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = 2.01/4 = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc, on adopte : 4HA8/ml = 2.01cm² /ml

- **Vérifications à L'ELU**

- **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \tau^{adm} = 0.05 f_{c28}$$

Avec : $V = R_A = 13.73 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{13.73 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.091 \text{ MPa} < \tau^{adm} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A_s \geq \frac{(V + \frac{M_a}{0.9 \times d})}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec : $V = 13.73 \text{ KN}$

$M_a = -3.09 \text{ KN}$

$$\Rightarrow A_s \geq (13.73 \times 10^{-3} - \frac{3.09 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.15}) / 348 = -0.000026 \text{ cm}^2 < 0$$

=> Aucune vérification à faire.

- **Vérification des espacements**

$St \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ vérifiée (armatures longitudinales)

$St \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ vérifiée (armatures transversales)

• **Vérifications à L'ELS**

$q_{vu} = G + Q$

$q_{vu} = 8.53 + 2.5 = 11.03 \text{ KN/ml}$

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

Etant donné que la fissuration est peu nuisible donc la vérification des contraintes dans les aciers est inutile

- **Etat limite de compression du béton**

Dans ce cas il faut vérifier :

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

Tableau 3-28: Résultats de calcul des contraintes de béton

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma_b}(\text{MPa})$
Travée	3.37	2.72	5217.36	1.75	15
Appuis	2.25	2.72	5217.36	1.17	15

• Vérification à l'état limite de déformation

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

Les trois conditions sont vérifiées donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

Schémas de ferrailage

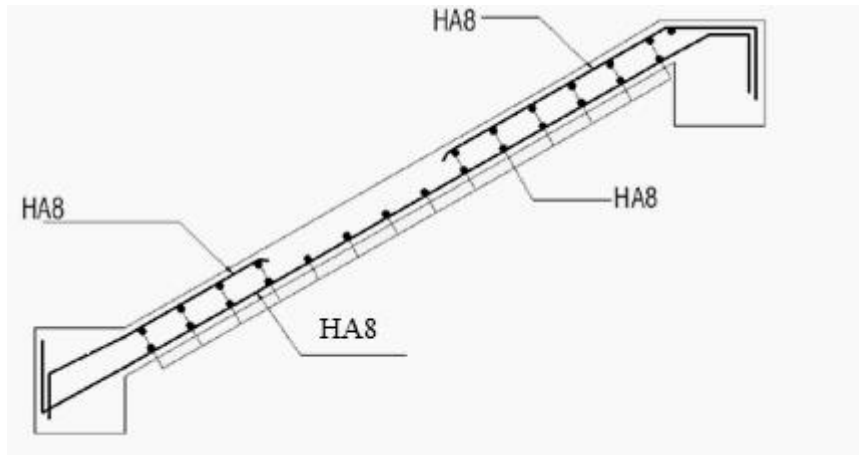


Figure3-18 : Schéma de ferrailage de l'escalier type2 (volée2)

3.4.3. Type 3 (escalier 3 volées étage courant)

3.4.3.1 Evaluation des charges permanentes des escaliers

Le poids propre de la volée

Tableau 3-29 : Evaluation des charges de la volée de l'escalier type 3

Matériaux	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Paillasse	$\frac{14}{\cos\alpha_1}$	25	4.19
	$\frac{14}{\cos\alpha_2}$		4.38
Marche	$\frac{h}{2}$	22	1.87
Enduit de ciment	1.5	18	0.27
Garde-corps	//	//	0.1
Totales			G₁= 7.63
			G₂= 7.82

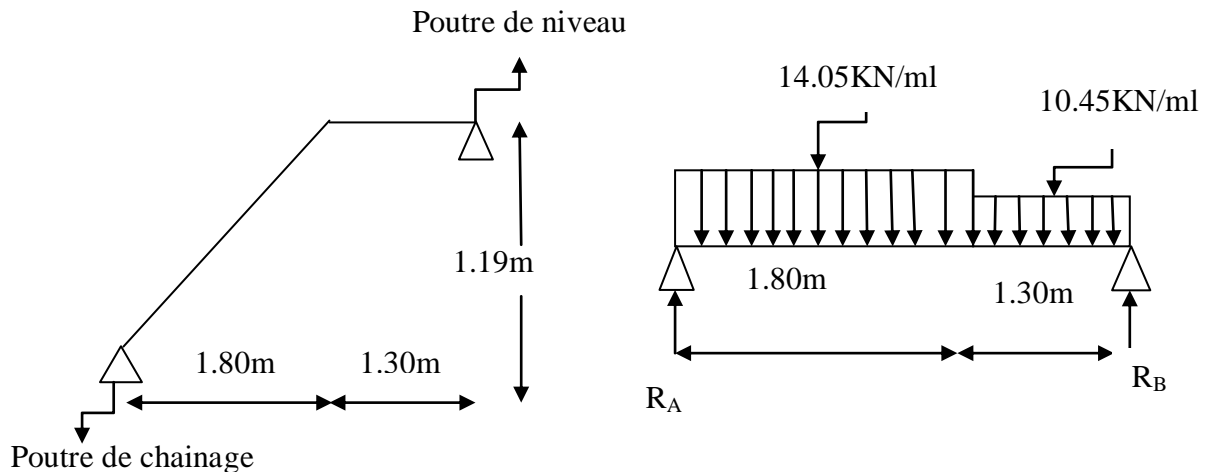
Le poids propre du palier de repos

Tableau 3-30 : Evaluation des charges du palier de l'escalier type 3

Matériaux	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Poids propre	14	25	3.50
Enduit de ciment	1.5	18	0.27
Total			4.97

3.4.3.2 Calcul de la 1^{ère} et 3^{ème} volée

A L'ELU

Figure 3-19 : Schéma statique de l'escalier type 3 (1^{ère} et 3^{ème} volée)

$$q_{pu} = 1,35 G + 1,50 Q = (1,35 \times 4,97) + (1,5 \times 2,5) = 10,45 \text{ KN/m}$$

$$q_{vu} = 1,35 G + 1,50 Q = (1,35 \times 7,63) + (1,5 \times 2,5) = 14,05 \text{ KN/m}$$

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de RDM.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (14,05 \times 1,8) + (10,45 \times 1,30)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 38,875 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow (14,05 \times 1,80^2 / 2) + (10,45 \times 1,30 \times 2,45) - (3,1 R_B) = 0$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} R_A = 20,80 \text{ KN} \\ R_B = 18,07 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_0 = 15,40 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 M_0 = 11,55 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5 M_0 = -7,7 \text{ KN.m}$$

- Ferrailage

Le calcul ce fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 3-31: Résultats de ferrailage de l'escalier type 3 (1er et 3eme volée)

	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opt} (cm ²)	St
Travée	11.55	2.85	1.44	4HA10=3.14	25
Appuis	7.70	1.88	1.44	4HA8=2.01	25

• **Les armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow \begin{cases} \text{Entravée: } A_r = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 \\ \text{Enappui: } A_r = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc, on adopte : 4HA8/ml = 2.01 cm² /ml

- **Vérifications à L'ELU**
- **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \tau^{adm} = 0.05 f_{c28}$$

$$\text{Avec : } V = R_A = 20.80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{20.80 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.173 \text{ MPa} < \tau^{adm} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A_s \geq \frac{(V + \frac{M_a}{0.9 \times d})}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{Avec : } V = 20.80 \text{ KN}$$

$$M_a = -7.70 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow A_s \geq (20.80 \times 10^{-3} - \frac{7.70 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12}) / 348 = -0.000145 \text{ cm}^2 < 0$$

\(\Rightarrow\) Aucune vérification à faire.

- **Vérification des espacements**

$$St \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad \text{vérifiée} \quad (\text{armatures longitudinales})$$

$$St \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad \text{vérifiée} \quad (\text{armatures transversales})$$

• **Vérifications à L'ELS**

$$q_{pu} = G + Q = 4.97 + 2.5 = 7.47 \text{ KN/m}$$

$$q_{vu} = G + Q = 7.63 + 2.5 = 10.13 \text{ KN/m}$$

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

Etant donné que la fissuration est peu nuisible donc la vérification des contraintes dans les aciers est inutile

- **Etat limite de compression du béton**

Dans ce cas il faut vérifier :

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

Tableau 3-32: Résultats de calcul des contraintes de béton

	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _b (MPa)
Travée	8.29	2.92	4713.10	5.13	15
Appuis	5.53	2.40	3239.40	4.09	15

• **Vérification à l'état limite de déformation**

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

$$\frac{h}{l} = \frac{0.14}{3.1} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

=> La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée. Donc La vérification de la flèche est nécessaire.

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = 0.62 \text{cm}$$

f_{gi} et f_{vg} : Flèche instantanée et différée simultanément due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

f_{qi} : Flèche instantanée due aux charges permanentes supportés par l'élément considéré.

$$f_{gi} = \frac{M.L^2}{10E_i.I_{fi}} \quad ; \quad f_{vg} = \frac{M.L^2}{10E_v.I_{fv}}$$

$$E_i = 32164.2 \text{MPa} \quad ; \quad E_v = 10721.4 \text{MPa}$$

- **calcul à l'ELS**

$$\rho = \frac{As}{b.d} = \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.00261$$

$$\lambda_i = \frac{0.05.f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00261 \times (2+3)} = 8.04$$

$$\lambda_v = 0.4\lambda_i = 3.21$$

- **Calcul du moment d'inertie I₀**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15A \left(\frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$I_0 = 100 \times 14^3 / 12 + 15 \times 3.14 \times (7-2) = 23102.16 \text{cm}^4$$

- **Les moments**

$$\begin{cases} g_v = 7.63 \text{KN/ml} \\ g_p = 4.97 \text{KN/ml} \end{cases} \Rightarrow g_{eq} = \frac{7.63 \times 1.8 + 4.97 \times 1.3}{3.1} = 6.51 \text{KN/ml}$$

$$\begin{cases} j_v = 4.19 + 1.87 = 6.06 \text{KN/ml} \\ j_p = 3.50 \text{KN/ml} \end{cases} \Rightarrow j_{eq} = \frac{6.25 \times 1.8 + 3.5 \times 1.3}{3.1} = 4.98 \text{KN/ml}$$

$$\begin{cases} p_v = 7.63 + 2.5 = 10.13 \text{KN/ml} \\ p_p = 4.97 + 2.5 = 7.47 \text{KN/ml} \end{cases} \Rightarrow P_{eq} = \frac{10.13 \times 1.8 + 7.47 \times 1.3}{3.1} = 9.01 \text{KN/ml}$$

$$M_j = 0.75 \times \frac{j_l^2}{8} = \frac{4.98 \times 3.1^2}{8} = 4.48 \text{KN.m}$$

$$M_g = 0.75 \times \frac{6.51 \times 3.1^2}{8} = 5.86 \text{KN.m}$$

$$M_p = 0.75 \times \frac{9.01 \times 3.1^2}{8} = 8.11 \text{KN.m}$$

- Les contraintes

$$\sigma_{sj} = \frac{15 M_j}{I} (d - y) \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{4.48 (0.12 - 0.0292)}{4713.10} \times 10^5 = 129.463 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15 M_g}{I} (d - y) \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{5.86 (0.12 - 0.0292)}{4713.10} \times 10^5 = 169.343 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15 M_p}{I} (d - y) \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{8.11 (0.12 - 0.0292)}{4713.10} \times 10^5 = 234.364 \text{MPa}$$

Calcul de μ :

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

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00261 \times 169.343 + 2.1} = 0.05$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00261 \times 234.364 + 2.1} = 0.192$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00261 \times 129.463 + 2.1} = 0$$

$$\text{Si } \mu < 0 \Rightarrow \mu = 0$$

- Les moments d'inertie fictive

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 0.000264 \text{m}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 0.000187 \text{m}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 0.000103 \text{m}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 0.000227 \text{m}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ij}}} = 0.000517 \text{m}$$

$$f_{ig} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ig}}} = 0.000932 \text{m}$$

$$f_{ip} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ip}}} = 0.00233 \text{m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 0.00231 \text{m}$$

$$\Delta f_t = 0.231 + 0.233 - 0.0932 - 0.0517 = 0.319\text{m}$$

Donc : $\Delta f_t = 0.319\text{cm} < f_{adm} = 0.62\text{cm}$ la flèche est vérifiée.

3.4.3.3 Schéma de ferrailage

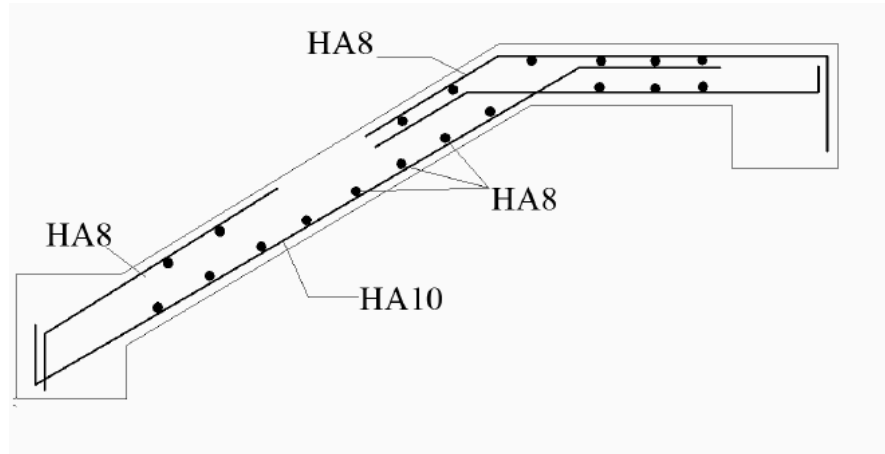


Figure 3-20 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 3 (1er et 3eme volée)

3.4.3.4 Calcul de la 2eme volée

Nous allons l'étudier comme une console encastrée.

- **Calcul des Sollicitations**

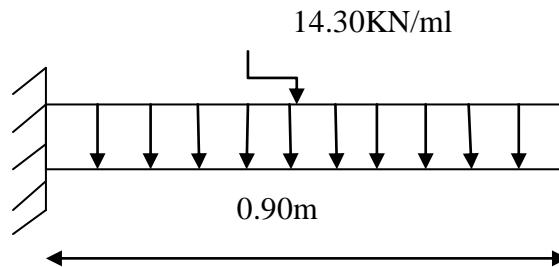


Figure3-21: Schéma statique de l'escalier type 3 (2eme volée)

$$q_{vu} = 1.35 \times 7.82 + 1.5 \times 2.5 = 14.30\text{KN/ml}$$

Tableau 3-33 : Résultats de ferrailage de l'escalier type 3 (2eme volée)

M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opt} (cm ²)	St
5.80	1.41	1.44	4HA10=3.14	25

• **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78\text{cm}^2$$

Donc, on adopte : 4HA8/ml = 2.01cm² /ml

- Vérifications à L'ELU
- Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \tau^{adm} = 0.05 f_{c28}$$

Avec : $V = 12.87 \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{12.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.10 \text{MPa} < \tau^{adm} = 1.25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Vérification des espacements

$$St \leq \min(3e ; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} > 25 \text{cm} \quad \text{vérifiée} \quad (\text{armatures longitudinales})$$

$$St \leq \min(4e ; 45 \text{cm}) = 45 \text{cm} > 25 \text{cm} \quad \text{vérifiée} \quad (\text{armatures transversales})$$

- Vérifications à L'ELS

$$q_{vu} = G + Q$$

$$q_{vu} = 7.82 + 2.5 = 10.32 \text{KN/ml}$$

- Etat limite d'ouverture des fissures

Etant donné que la fissuration est peu nuisible donc la vérification des contraintes dans les aciers est inutile

- Etat limite de compression du béton

Dans ce cas il faut vérifier :

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

Tableau 3-34: Résultats de calcul des contraintes de béton

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_b(\text{MPa})$
4.17	2.92	4713.10	2.58	15

- Vérification à l'état limite de déformation

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

Les trois conditions sont vérifiées donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

3.4.3.5 Schéma de ferrailage

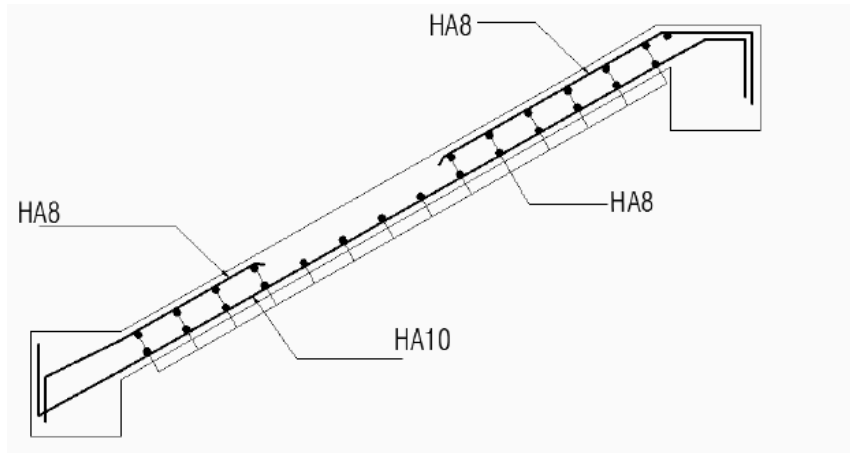


Figure 3-22 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 3 (2ème volée)

3.5 Etude de la poutre brisée

3.5.1 Calcul de la poutre brisée1 (étage courant)

Dimensionnement :

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

Soit : h= 35cm et b = 30cm

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

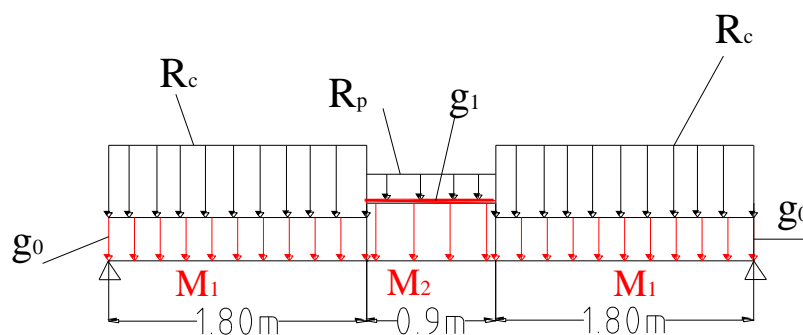
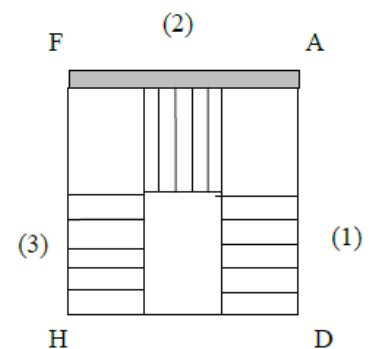


Figure3-23 : Schéma statique de la poutre brisée1

a) Calcul à L'ELU

- Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml (poids propre de la partie horizontale).}$$

$g_1 = 25 \times 0.35 \times 0.30 / \cos 37.07 = 3.28 \text{ KN/ml}$ (poids propre de la partie inclinée).

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier ;

$R_c = 18.07 \text{ KN/ml}$ et $R_p = 6.435 \text{ KN/ml}$

Avec :

- R_c : charge ramenée par la partie DA et HF.

- R_p : charge ramenée par la volée (2)

$R_A = R_B = 43.79 \text{ KN}$

$M_0 = 44.90 \text{ KN.m}$

$V_u = R_A = 43.79 \text{ KN}$

$M_t = 0.75 \cdot M_0 = 33.67 \text{ KN.m}$

$M_a = -0.5 \cdot M_0 = -22.45 \text{ KN.m}$

Le tableau 3.35 résume le calcul des moments et leurs ferrailage correspondant ainsi la contrainte de cisaillement.

Tableau 3-35 : Résultats de calcul des moments et leurs ferrailages ainsi que la contrainte de cisaillement

	Moment (KN.m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	τ_{fs}
En travée	33.67	3.04	0.44
En appui	22.45	2.00	0.44

• Calcul à la torsion

La poutre est soumise à trois moments de torsion uniformément réparties dus aux différentes parties de l'escalier.

- $M_1 = 7.70 \text{ KN.m}$

- $M_2 = 0.72 \text{ KN.m}$

Le moment de torsion max est concentré aux extrémités.

$$M_T^{max} = 2 \times M_1 \times 1.80 + M_2 \times 0.9 = 28.36 \text{ KN.m}$$

Ferrailage

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$\Omega = (b-e) \times (h-e) = 0.075 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } e = \frac{b}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$U = \frac{4}{3}b + 2h = 1.1 \text{ m}$$

$$A_l = 5.97 \text{ cm}^2$$

$$\tau^T = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = 3.78 \text{ MPa}$$

Pour le ferrailage longitudinal on procède comme suit :

$$A_s = A_{flexion} + \frac{1}{2} A_{torsion}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée: } A = 6.03 \text{ cm}^2 \\ \text{En appui: } A = 4.98 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \quad \text{soit : } 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2 \\ \text{soit : } 2HA16 + 1HA12 = 5.15 \text{ cm}^2$$

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau = \sqrt{\tau_{fs}^2 + \tau_T^2} = 3.80 \text{ MPa} > 33 \text{ MPa} \quad \text{pas vérifiée}$$

Risque de rupture par cisaillement ; on doit augmenter les dimensions de la section

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

Les nouveaux résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Vu (KN)	τ_u (MPa)	τ^T (MPa)	$\tau = \sqrt{\tau_{fs}^2 + \tau_T^2}$ (MPa)	τ_{adm} (MPa)
46.58	0.350	2.45	2.47	3.33

⇒ Pas risque de rupture par cisaillement.

Armature longitudinales en flexion simple

$$\text{En travée : } A_t = 2,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_a = 1,85 \text{ cm}^2$$

Armature longitudinales à la torsion

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$A_l = 5.18 \text{ cm}^2$$

Armature transversales en torsion

$$A_t = \frac{M_T \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$\text{Soit } S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 0.82 \text{ cm}^2$$

Armature transversales en flexion simple

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0.7 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t (\tau - 0.3 f_{t28})}{0.8 \times f_e} \rightarrow A_t < 0$$

Conclusion

– Armatures transversales : $A_t = A_t^{torsion} + A_t^{F.simple}$

$$A_t = 0.82 + 0.7 = 1,52 \text{ cm}^2 ; S_t = 20 \text{ cm}$$

– Armatures longitudinales :

$$A_s = A_{flexion} + \frac{1}{2} A_{torsion}$$

$$\begin{cases} \text{En travée: } A = 5.39\text{cm}^2 & \text{soit: } 3\text{HA16} = 6.03\text{cm}^2 \\ \text{En appui: } A = 4.44\text{cm}^2 & \text{soit: } 2\text{HA16} + 1\text{HA12} = 5.15\text{cm}^2 \end{cases}$$

Pour A_t on choisit 1 cadre HA8+1 étrier HA8 = 1.51cm^2

Schéma de ferrailage :

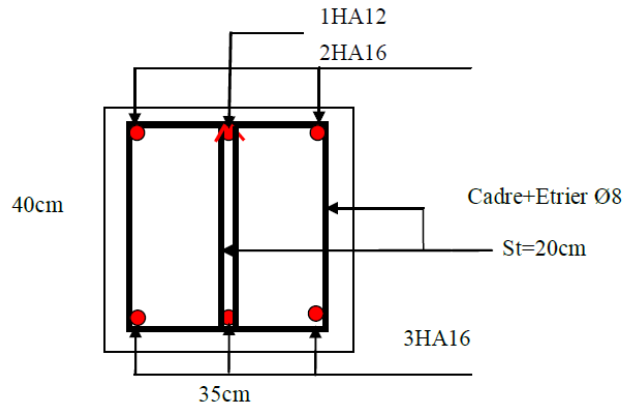


Figure 3-24: Schéma de ferrailage de la poutre brisée 1

3.5.2 Calcul de la poutre brisée 2 (RDC)

Même travail que précédemment.

Dimensionnement :

On opte pour une pour une poutre de :

$$(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

$$g_0 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

$$g_1 = 2.69 \text{ KN/ml}$$

Les charges transmises par les volés :

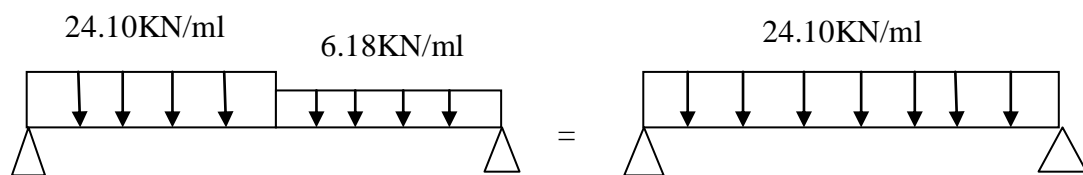


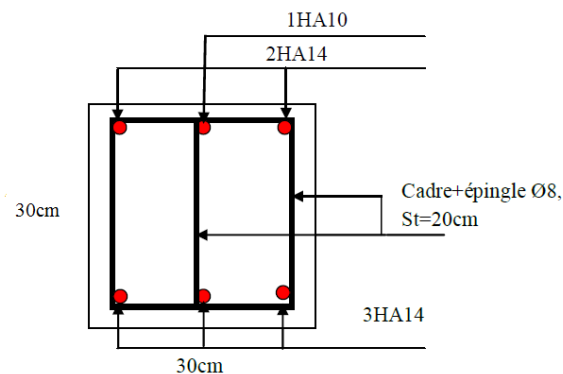
Figure 3-25 : Schéma statique de la poutre brisée 2

$$P_u = 1.35(g_0 + g_1) + 24.10 = 30.77 \text{ KN/ml}$$

Le tableau 3.36 résume les différents résultats.

Tableau 3-36 : Moments et ferrailage correspondant

	Flexion simple		Torsion	Choix des armatures (cm ²)
	En travée	En appui		
Moments (KN.m)	27.72	18.48	12.22	
Armatures longitudinales (cm ²)	4.37	3.35	2.81	En travée 3HA14=4.62
Armatures transversales (cm ²)	0.6	/	0.56	En appui 2HA14+1HA10=3.87
Contraintes de cisaillements (MPa)	0.68	0.68	3.03	Armature transversal 1cadre HA8+1epingleHA4=1.51

Schéma de ferrailage**Fig3.26** : Schéma de ferrailage de la poutre brisée 2**3.6 ETUDE DE L'ASCENSEUR****3.6.1 Définition**

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique.

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L: Longueur de l'ascenseur=210cm.
- l: Largeur de l'ascenseur=160cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur220cm.
- F_c: Charge due à la cuvette = 145KN

- P_m : Charge due à l'ascenseur =15KN
 - D_m : Charge due à la dalle des machines = 51KN
 - La charge nominale est de 630 kg.
 - La vitesse $V=1\text{m/s}$
- $G= P_m+D_m+6.3= 72.3\text{KN}$

3.6.2 Etude de la dalle de l'ascenseur

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes.

On a $l_x= 1.60\text{m}$

$l_y= 2.10\text{m}$

Donc une surface : $S= 1.60 \times 2.10 = 3.36\text{m}^2$

$\rho > 0.4$

La dalle pleine est appuyée sur 4 appuis donc

pour déterminer son épaisseur il faut établir la jonction entre les deux critères suivants :

$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ Si la dalle pleine est sur 3 ou 4 appuis

$e \geq 11\text{cm}$ pour 2h de coupe-feu.

Donc $\frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40} \Rightarrow 3.55\text{cm} \leq e \leq 4\text{cm}$

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

• **Détermination de la surface d'impact**

On a le schéma représentant la surface d'impact :

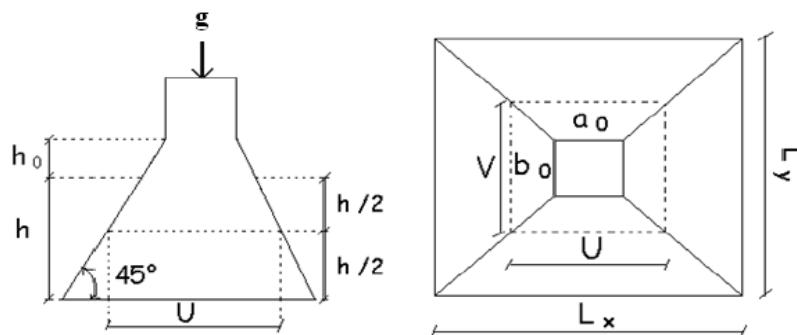
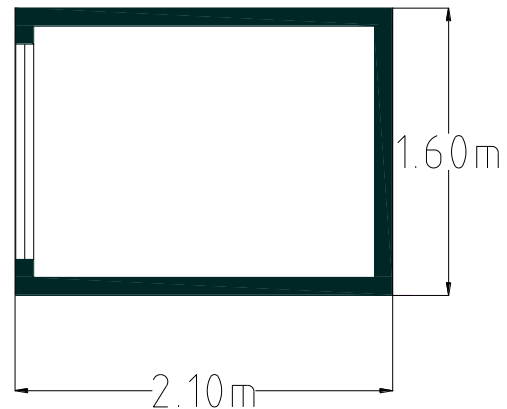


Figure3-27 : schéma représentant de la surface d'impact

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\zeta h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2\zeta h_1 \end{cases} \quad (\text{BAEL91})$$

Avec :

a_0 et U sont les dimensions parallèle à L_x

b_0 et V sont les dimensions parallèle à L_y

$a_0 \cdot b_0 = 80 \cdot 80$ est la surface du chargement.

h_0 est l'épaisseur de la dalle pleine

h_1 est l'épaisseur du revêtement moins rigide

$$\zeta = 0.75 \quad h_1 = 5 \text{ cm}$$

On aura donc :

$$U = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 5) = 102.5 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 5) = 102.5 \text{ cm}$$

1/ Etude à l'ELU

◆ Calcul des sollicitations

Sous charge concentrée (due au système de levage) :

On a selon le B A E L :

$$\begin{cases} M_x = Pu \times (M_1 + \vartheta \times M_2) \\ M_y = Pu \times (M_2 + \vartheta \times M_1) \end{cases} \quad \text{Avec } \vartheta : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} \vartheta = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \vartheta = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = 0.64 \text{ et } \rho = 0.76$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = 0.48 \text{ et } \rho = 0.76$$

En se référant à l'abaque PIGEAU (**Annexe II**), on trouve $M_1 = 0.09$ et $M_2 = 0.069$

$$\begin{cases} M_{X1} = Qu \times M_1 \\ M_{Y1} = Qu \times M_2 \end{cases}$$

On a $g = 72.3 \text{ KN}$

$$Qu = 1.35 \cdot g = 97.60 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{X1} = 8.78 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{Y1} = 6.73 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle:

$$M_{X2} = \mu_x \times Pu \times l_x^2$$

$$M_{Y2} = \mu_y \times M_{X2}$$

On a $\rho = 0.76 \Rightarrow \mu_x = 0.0608$ et $\mu_y = 0.5274$ (**Annexe I**)

$$G = (25 \times 0.15) + (22 \times 0.05) = 4.85 \text{ KN/m}^2$$

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

$$Pu = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.04 \text{ KN/m}$$

$$M_{x2} = 1.25 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.66 \text{KN.m}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.03 \text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.39 \text{KN.m} \end{cases}$$

S'agissant d'une travée intermédiaire et d'appuis intermédiaires donc la correction des moments se fait par les coefficients 0.75 et 0.5

$$M_{tx} = 0.75 \times 10.03 = 7.52 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times 7.39 = 5.54 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times 10.03 = -5.01 \text{KN.m}$$

➤ Ferrailage

Le ferrailage se fait pour une bande de 1 mètre et d'épaisseur 15 cm ($dx \cong dy = 13 \text{cm}$).

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3-37 : Résultats de calculs

Sens		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opte} (cm ²)	
travée	x-x	7.52	1.69	1.34	4HA8= 2.01	
	y-y	5.54	1.24	1.20	4HA8= 2.01	
appuis		x-x=y-y	5.01	1.12	1.34	4HA8= 2.01

• Vérification à l'ELU

Vérifications des espacements des armatures

Selon L_x: $St \leq \min(3h_0; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} \Rightarrow St = 25 \text{cm}$

Selon L_y: $St \leq \min(4h_0; 45 \text{cm}) = 45 \text{cm} \Rightarrow St = 25 \text{cm}$

Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 U_c x h x f_{c28} / \gamma_b$$

Avec

P_U : Charge de calcul à l'état limite ultime.

h : Epaisseur de la dalle pleine en béton armé

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2x(U+V) = 2x(102.5+102.5) = 410 \text{cm}$$

$$g = 72.3 \text{KN}$$

$$Q_u = 1.35 * g = 97.60 \text{KN}$$

Donc on aura :

$$0.045 \times 4.10 \times 0.15 \times 25 \times 10^3 / 1.5 = 461.25 \text{KN} > 97.60 \text{KN} \quad \text{vérifiée.}$$

Il n'y a pas risque de poinçonnement.

Vérification de l'effort tranchant

$$0.07 f_{c28}/\gamma_b = 1.17 \text{MPa}$$

Et on a $U=V=102.5\text{cm}=1.025\text{m}$,

$$T_u^{\max} = T_v^{\max} = \frac{Qu}{3 \times U} = \frac{97.60}{3 \times 1.025} = 31.74 \text{KN} \text{ (effort tranchant due à la charge concentré)}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{31.74^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.24 \text{MPa} < 1.17 \text{MPa}$$

Il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales.

2/ Etude l'ELS

On a $q_s = g = 72.3 \text{KN}$

- **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage**

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \vartheta \times M_2) = 72.3 \times (0.09 + 0.2 \times 0.069) = 7.50 \text{KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \vartheta \times M_1) = 72.3 \times (0.069 + 0.2 \times 0.09) = 6.29 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus aux poids propre et à la surcharge**

$$P_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{KN}$$

On aura donc :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.91 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.48 \text{KN.m}$$

- **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.50 + 0.91 = 8.41 \text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.29 + 0.48 = 6.77 \text{KN.m} \end{cases}$$

On doit corriger les moments pour tenir compte de l'encastrement de la dalle dans ses appuis :

$$M_{ix} = 0.75 \times 8.41 = 6.31 \text{KN.m}$$

$$M_{iy} = 0.75 \times 6.77 = 5.07 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times 6.31 = -3.15 \text{KN.m}$$

- **Vérification des contraintes**

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

$$Y = 2.40 \text{cm} \quad I = 3239.42 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.31 \times 10^{-3}}{3239.42 \times 10^{-3}} (0.0240) = 4.67 \text{MPa} \leq 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

On va vérifier la contrainte de traction dans l'acier :

On a F.N :

$$\sigma_s = 15\sigma_b \times \frac{d-y}{y} < \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 330.28 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.6$$

Il faut recalculer les armatures à l'ELS.

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}} \quad ; \quad \alpha = \sqrt{90\beta\left(\frac{1-\alpha}{3-\alpha}\right)} \quad ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}}$$

$$\beta = 0.00185 \quad ; \quad \alpha = 0.233 \quad ; \quad A_{ser} = 2.61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit 4HA10=3.14cm²/ml

• **Vérification de la flèche**

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.093 \geq 0.062 \\ 0.093 \geq 0.074 \\ 0.0037 \leq 0.010 \end{cases} \quad \begin{matrix} \text{condition vérifiée} \\ \text{condition vérifiée} \\ \text{condition vérifiée} \end{matrix}$$

Les trois conditions sont vérifier ; la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

-Le schéma de ferrailage

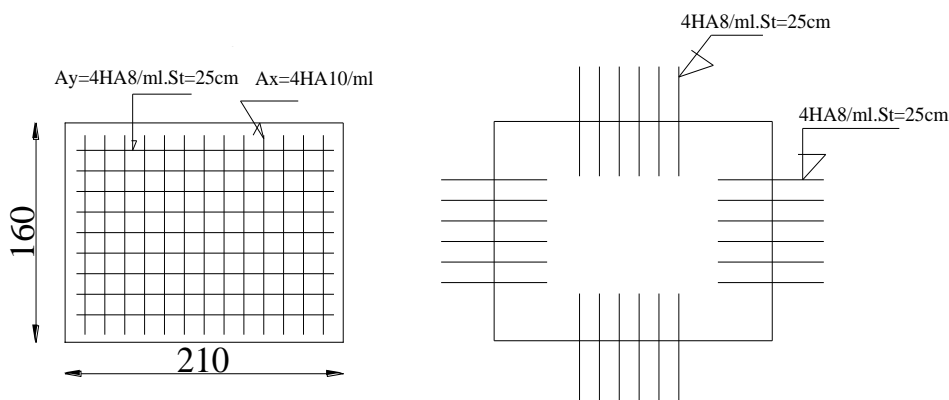


Figure 3-28 : Schéma de ferrailage de la dalle du local machine.

3.6.3 Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :

1/ Etude à l'ELU

- Le poids propre de la dalle et du revêtement :

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2$$

$$G' = G_1 + G_2 = 4.85 \text{ KN/m}^2$$

- Le poids propre de l'ascenseur :

$$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{3.36} = 43.15 \text{KN/m}^2$$

$$\text{Donc } G_{\text{totale}} = G' + G'' = 48 \text{KN/m}^2$$

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

$$P_u = 1.35 \times G_{\text{tot}} + 1.5Q = 66.3 \text{KN/m}^2$$

$$\rho = 0.76 > 0.4 \Rightarrow \mu_x = 0.0608 \text{ et } \mu_y = 0.5274$$

Donc la dalle pleine travaille suivant les deux sens Lx et Ly

- **Evaluation des moments**

$$M_{x2} = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 10.31 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 5.44 \text{KN.m}$$

On doit corriger les moments pour tenir compte du semi encastrement de la dalle pleine en béton armé sur ses appuis.

$$M_{tx} = 0.75 \times 10.31 = 7.73 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times 5.44 = 4.08 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times 10.31 = -5.15 \text{KN.m}$$

➤ **Le ferrailage**

Tableau 3-38 : Résultats de calculs

Sens		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opte} (cm ²)
travée	x-x	7.73	1.88	1.34	4HA8= 2.01
	y-y	4.08	0.98	1.20	4HA8= 2.01
appuis	x-x=y-y	5.15	1.25	1.34	4HA8= 2.01

2/ Etude à l'ELS

$$P_s = G_{\text{tot}} + Q = 49 \text{KN/m}^2$$

$$M_x = 8.42 \text{KN.m}$$

$$M_y = 5.54 \text{KN.m}$$

On va corriger les moments :

$$M_{tx} = 0.75 \times 8.42 = 6.31 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times 5.54 = 4.15 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times 8.42 = -4.21 \text{KN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

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

$$Y = 2.40 \text{cm} \quad I = 3239.42 \text{MPa}$$

Tableau 3-39 : Vérification des contraintes

	Sens	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	4.67	15	Vérifiée
	y-y	3.07	15	Vérifiée
Appui	x-x=y-y	3.12	15	Vérifiée

• **Vérification de la flèche**

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

Les trois conditions sont vérifier ; la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Le schéma de ferrailage**

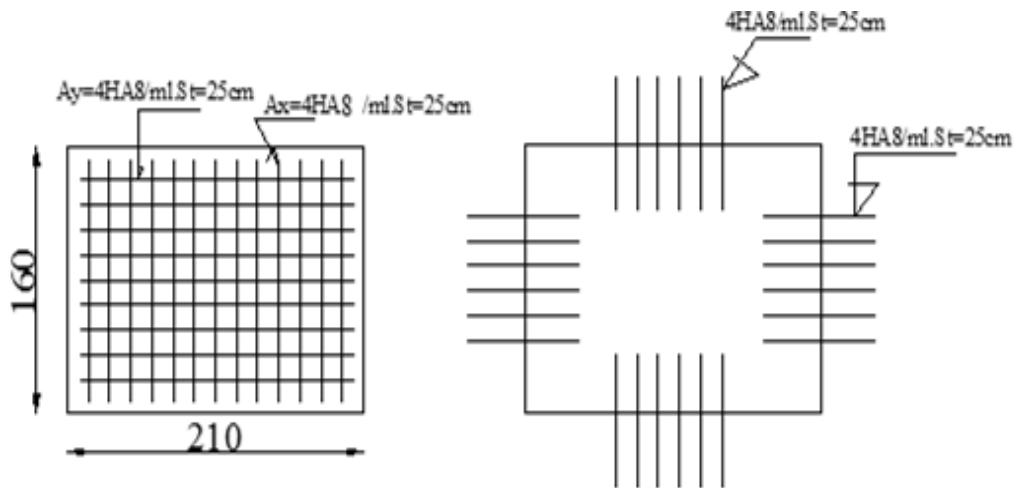


Figure3-29 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur

3.7 ETUDE DE L'ACROTÈRE

3.7.1 Hypothèse de calcul

- Le calcul se fait pour une bande de 1 ml
- Fissuration nuisible.
- Le calcul se fait à la flexion composée

3.7.2 Evaluation des charges et surcharges

Poids propre : G =2 KN/ml

Charge horizontale due à la main courant : Q = 1 KN/m

• **La force sismique : (RPA Art 6.2.3)**

F_p : Donnée selon le RPA99 : $F_p = 4.A.C_p.W_p$. Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone donné par le tableau 4.1 du **RPA99**
 $A = 0,15$.
- C_p : Facteur de force horizontale donné par le tableau 6.1 du **RPA99** : $C_p = 0,8$.
- W_p : Poids de l'acrotère $W_p = 2\text{KN}$.

D'où $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2 = 0,96\text{KN}$.

• **Le centre de gravité de la section**

$$X_G = \frac{\sum X_i.A_i}{\sum A_i} = 0,0548\text{m}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i.A_i}{\sum A_i} = 0,316\text{m}$$

• **Calcul des sollicitations**

L'acrotère est sollicité par :

$N_G = 2\text{KN}$. (Effort normal due au poids propre)

$N_Q = 0$. (Effort normal due à Q)

$N_F = 0$. (Effort normal due à la force sismique)

Les moments engendrés par ces efforts sont :

$M_G = 0$

$M_Q = Q.L = 0,6 \times 1 = 0,6\text{KN.m}$.

$M_F = F_p \times Y_G = 0,96 \times 0,316 = 0,303\text{KN.m}$.

- Le calcul de l'acrotère se fait en flexion composé pour une bonde de 1ml

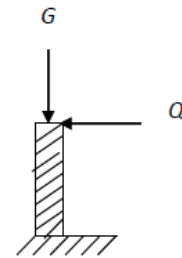


Figure3-30 : Schéma statique de l'acrotère

Tableau 3-40: Sollicitations de calcul sur l'acrotère

	RPA99	ELU	ELS
Sollicitations	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	2	2.7	2
M(KN.m)	0.9	0.9	0.6

• **Calcul de l'excentricité : (BAEL91 Art 4.4)**

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,7} = 0,33\text{m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,10\text{m}$$

⇒ $e_1 > h/6 \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

- Pour la justification vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, il faut remplacer e_1 par e (excentricité réelle de calcul).

- Avec :

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

e_1 = excentricité du premier ordre

e_a = excentricité additionnelle.

e_2 = excentricité due au second ordre.

D'après

$$e_a = \max(2\text{cm}; L/250) = \max(2\text{cm}; 60/250) = 2\text{cm}$$

$$e_2 = 3l_f^2 \times (2 + \alpha \cdot \varphi) / 10000 \cdot h$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0. \quad (\text{car } M_G = 0)$$

φ : Le rapport de déformation due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge.

$$(\varphi = 2)$$

l_f : longueur de flambement : $l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m}$

$$e_2 = 3 \times 1.2^2 \times (2 + 0) / 10000 \times 0.6 = 0.00144 = 0.144\text{cm.}$$

$$e_T = e_1 + e_a + e_2 = 0.46 + 0.02 + 0.00144 = 48.14\text{cm}$$

Donc : l'acrotère sera ferrillé sous :

$$N_u = 2.7\text{KN}$$

$$M_u = N_u \cdot e_T = 2.7 \times 0.481 = 1.298\text{KN.m}$$

3.7.3. Ferrailage

3.7.3.1 Calcul à l'ELU

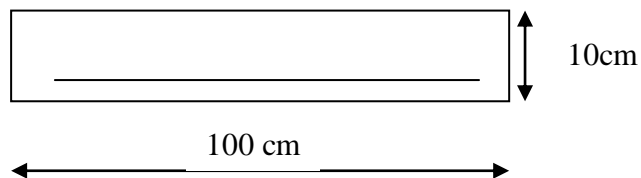


Figure 3-31 : section considérée pour le calcul de l'acrotère

$$N_u = 2.7\text{KN.}$$

$$M_u = 1.298\text{KN. m.}$$

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

$$d = 8\text{cm.}$$

$$b = 100\text{cm.}$$

- L'acrotère est soumis à M et N, il est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera en flexion simple sous $M_{f\text{tq}}$:

$$M_f = M_u + N_u (d - h/2)$$

$$M_f = 1.298 + 2.7(0.08 - 0.1/2) = 0.43\text{KN.m}$$

Tableau 3-41: Résultats de calcul des armatures longitudinales.

μ_{bu}	α	Z (cm)	Acal (cm ² /ml)
0.0047	0.0059	0.0798	0.154

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_s \geq 0.23 \text{ b.d.f}_{c28}/f_e \Rightarrow A_s \geq 0.23 \times 0.08 \times 1 \times 2.1 / 400 = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = 0.154 < 0.966 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

• **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Les espacements :

$$St \leq \frac{100}{3} = 33 \text{ cm (dans les deux sens) ; soit } St = 25 \text{ cm.}$$

3.7.3.2 Calcul à l'ELS

- La combinaison d'action à considérer est : G + Q.

- Nser= 2 KN.

- Moment de renversement : Mser=0,6KN.m.

• **Vérification des armatures**

$$\rho = 100 \cdot \frac{A}{b.d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251 \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0.920 \\ k_1 = 0.021 \end{cases} \quad (\text{Annexe III})$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta.d.A} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 40.55 \text{ MPa}$$

La fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 40.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

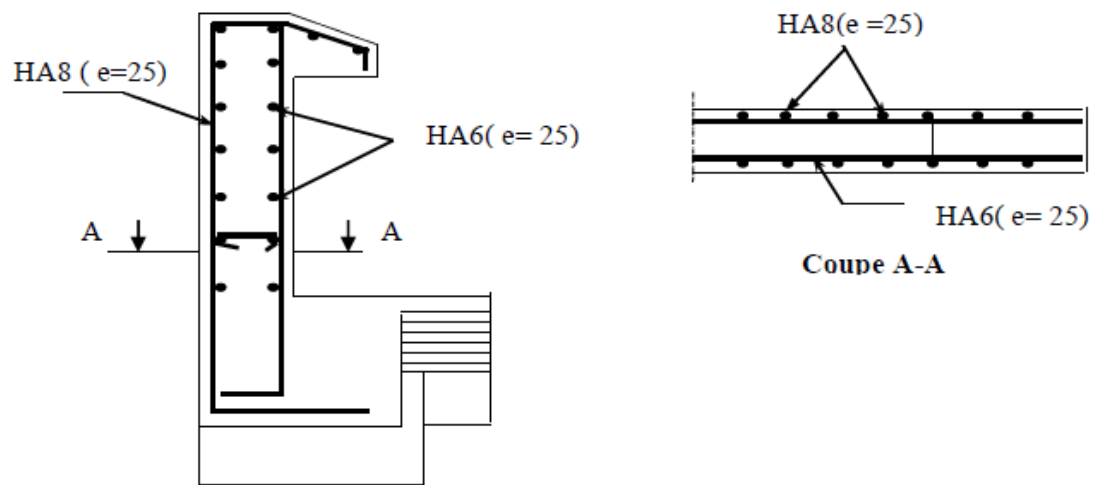
• **Vérification de la contrainte dans le béton**

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 0.021 \times 40.55 = 0.851 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.851 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

3.7.4 Schéma de ferrailage

**Figure 3-32** : Ferrailage de l'acrotère

CHAPITRE 4 : ETUDE DYNAMIQUE

4.1 Introduction

Le Nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire. Ainsi il est utile de souligner que lors de la dernière décennie pas moins de 03 séismes de magnitude supérieure ou égale à 5.5 sur l'échelle de Richter ont eu lieu. Ces séismes qui ont touché aussi bien les régions du centre que les régions ouest du pays, ont provoqué d'importants dégâts matériels, et occasionné la perte de nombreuses vies humaines, à moins que les constructions ne soient conçues et construites de manière adéquates pour résister aux secousses sismiques. On comprend par « manière adéquate » la conformité de la construction vis à vis des normes parasismiques en vigueur (RPA99/version 2003).

4.2 Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

4.3 Méthodes 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.

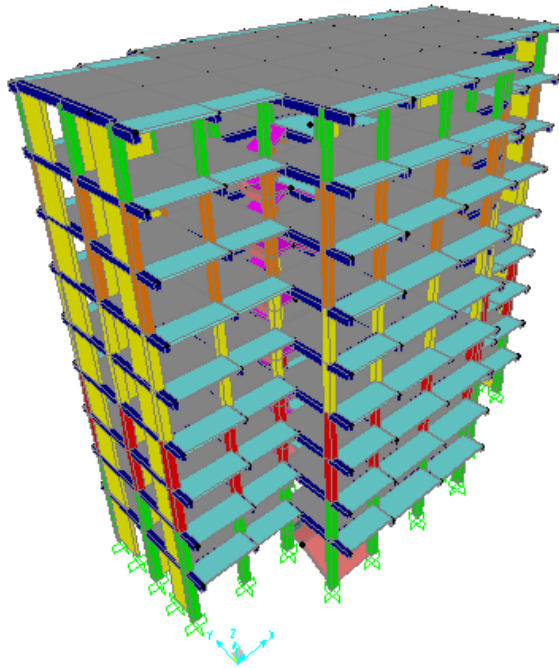


Figure4-1 : vue en 3D de la structure

4.3.1 Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**Art 4.2 du RPA 99/2003**) 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.

- **Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale RPA99** (Article 4.2.3)

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \cdot D \cdot Q \cdot \frac{1}{R} \cdot W$$

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone. (RPA99 Tableau4.1)

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe **2**

- Zone sismique : zone **IIa** => $A = 0.15$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. (**RPA99** Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : $R = 5$

- **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminé par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (\text{RPA99 Formule 4.4})$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau 4-1 : Valeurs des pénalités P_q .

Critère q	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2-Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôle de qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : $Q_x = Q_y = 1.15$.

- **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) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids des charges permanentes totales.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (**4-5 du RPA99**).

$\beta = 0.2$ Pour usage d'habitation.

$$\Rightarrow W = 34758.44 \text{ KN}$$

- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} T_2 & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. (RPA 99 Tableau 4.7)

Puisque le sol a une capacité portante de 1,8MPa et d'après le tableau 3.2 du RPA99, on trouve que les caractéristiques correspondent à un site de catégorie S3, donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\zeta)}} \geq 0.7$$

Où ζ % est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$ pour un contreventement mixte.

Donc $\eta = 0.81 > 0.7$

$$T_c = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{RPA99 Formule 4-6})$$

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

$h_N = 28.56$ m (hauteurs totales de la structure)

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas :

$C_T = 0.05$

$$T_c = 0.05 \times (28.56)^{\frac{3}{4}} = 0.62s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{L} \quad (\text{RPA99 Formule 4-7})$$

L : Dimension du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$$L_x = 29.60 \text{ m}, L_y = 14.20 \text{ m}.$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} T_x = 0.472s \\ T_y = 0.682s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x, T_c) = 0.47s < T_2 = 0.5s$$

$$T_y = \min(T_y, T_c) = 0.62s > T_2 = 0.5s$$

$$\Leftrightarrow D_x = 2.5\eta \quad \text{car} : 0 \leq 0.47 \leq 0.5s$$

$$D_x = 2.04$$

$$\Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad \text{car} : 0.5 \leq 0.62 \leq 3s$$

$$D_y = 1.77$$

Remarque :

Selon l'article 4.2.4(4) RPA99/V2003, la période fondamentale doit être majoré de 30%

$$T_{sx} = 1.3 \times 0.472 = 0.62s$$

$$T_{sy} = 1.3 \times 0.62 = 0.803s$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} W$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.15}{5} \times 34758.44 = 2446.29 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.77 \times 1.15}{5} \times 34758.44 = 2122.52 \text{ KN}$$

4.3.2 Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

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 decalcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) T_1 \leq T \leq T_2 & \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} T_2 \leq T \leq 3s & \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} T > 3s & \end{cases} \quad \text{RPA99 (Form4-13)}$$

4.3.3 Méthode d'analyse par accélérogramme

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

4.4 Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes

1. 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.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

– la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;

– ou que 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.

4.5 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du RPA.

On a dû augmenter les sections des poteaux (voir tableau 4.2), et les sections des poutres principales et secondaires de $30 \times 35 \text{ cm}^2$ à $30 \times 40 \text{ cm}^2$, avec réduction du nombre de voiles.

4.5.1 Disposition des voiles

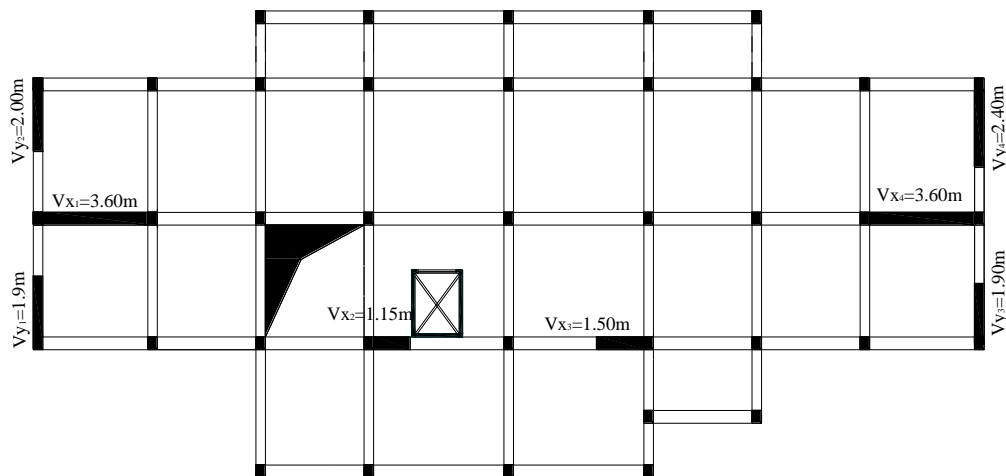


Figure 4-2 : Schéma de disposition des voiles.

4.5.2 Section des poteaux adoptés

Les sections des poteaux choisis dans le chapitre 2 ne satisfait pas les exigences du RPA vis-à-vis du comportement de la structure.

Alors on a augmenté les sections qui sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 4-2 : Les Sections des poteaux adoptés

poteaux	section
RDC+1 ^{er} étage	50x50
2 ^{eme} +3 ^{eme} étage	45x50
4 ^{eme} +5 ^{eme} étage	45x45
6 ^{eme} +7 ^{eme} étage	40x45
8 ^{eme} étage	40x40

4.5.3 Mode de vibration et taux de participation des masses

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4-3 : Mode de vibration et taux de participation des masses

Mode	Période	Individual mode (percent)			Cumulatives sum (percent)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.72	0.28 10 ⁻³	0.761	0.23 10 ⁻⁵	0.28 10 ⁻³	0.76	0.23 10 ⁻⁵
2	0.62	0.72	0.22 10 ⁻³	0.51 10 ⁻⁵	0.72	0.76	0.75 10 ⁻⁵
3	0.58	0.01	0.48 10 ⁻⁵	0.11 10 ⁻⁵	0.74	0.76	0.86 10 ⁻⁵
4	0.22	0.59 10 ⁻⁴	0.130	0.29 10 ⁻⁴	0.74	0.89	0.37 10 ⁻⁴
5	0.18	0.14	0.64 10 ⁻⁴	0.15 10 ⁻⁴	0.88	0.89	0.52 10 ⁻⁴
6	0.17	0.36 10 ⁻³	0.89 10 ⁻³	4.81 10 ⁻⁸	0.88	0.89	0.52 10 ⁻⁴
7	0.11	0.57 10 ⁻⁵	0.048	0.21 10 ⁻⁴	0.88	0.94	0.74 10 ⁻⁴
8	0.08	0.05	0.20 10 ⁻⁴	0.29 10 ⁻⁴	0.94	0.94	0.1 10 ⁻³
9	0.08	0.32 10 ⁻³	0.81 10 ⁻³	0.14 10 ⁻³	0.94	0.94	0.25 10 ⁻³
10	0.08	0.18 10 ⁻⁴	0.79 10 ⁻⁴	0.40	0.94	0.94	0.40
11	0.08	8.58 10 ⁻⁸	0.00014	0.05	0.94	0.94	0.45
12	0.07	0.53 10 ⁻⁴	0.17 10 ⁻⁴	0.03	0.94	0.94	0.48

D’après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que les exigences de RPA sont vérifiées.

4.5.4 Comportement de la structure

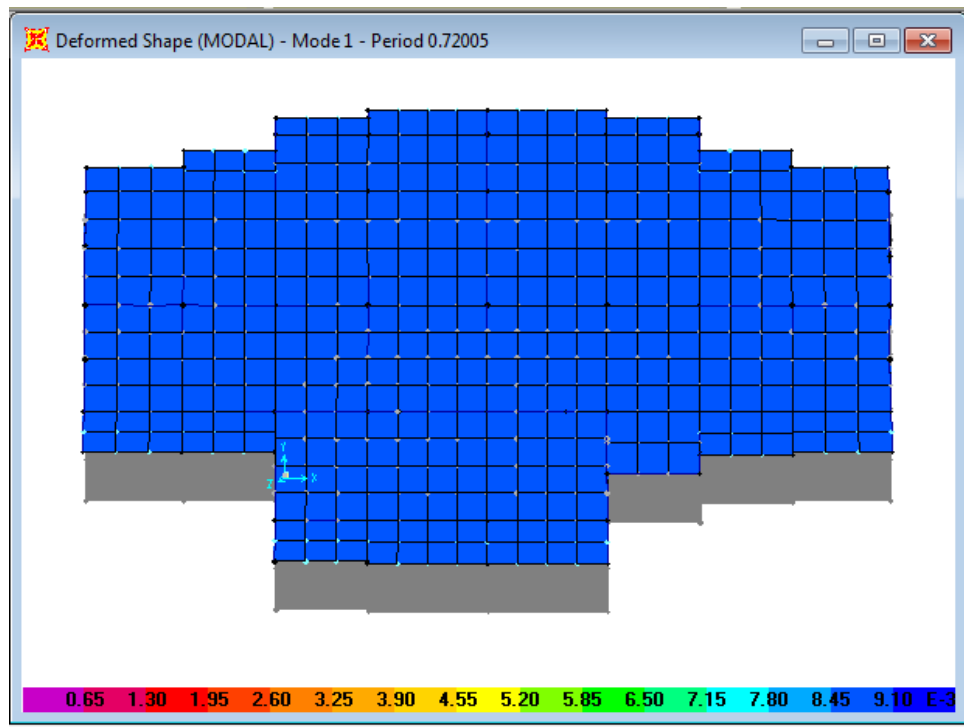


Figure 4-3: Mode 1, Translation suivant l’axe y-y.

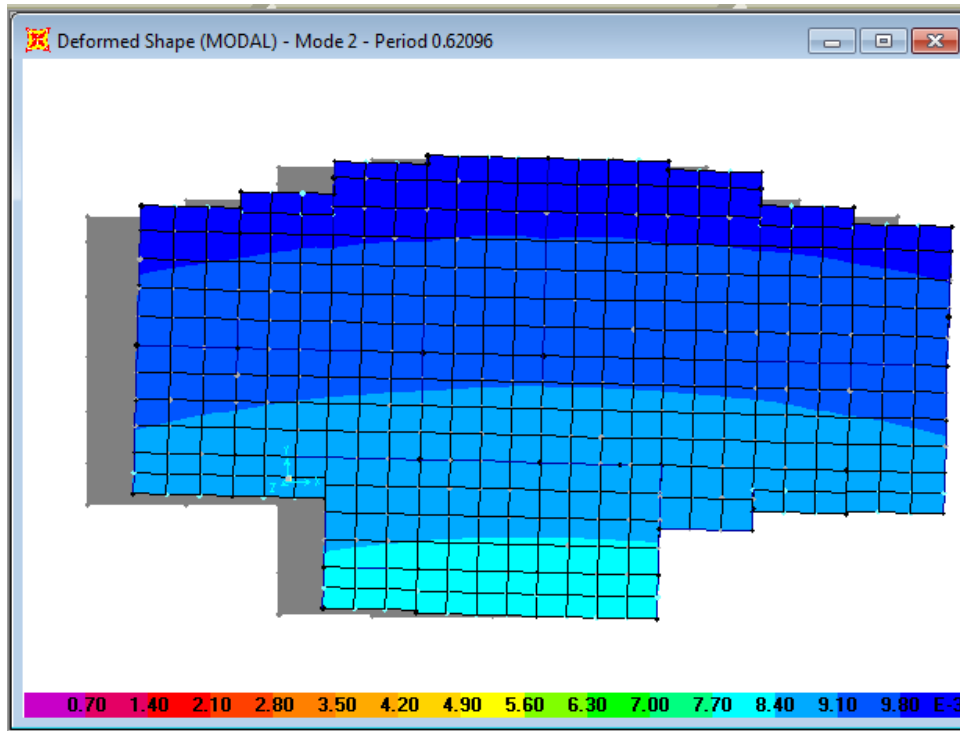


Figure 4-4: Mode 2, Translation suivant l'axe x-x.

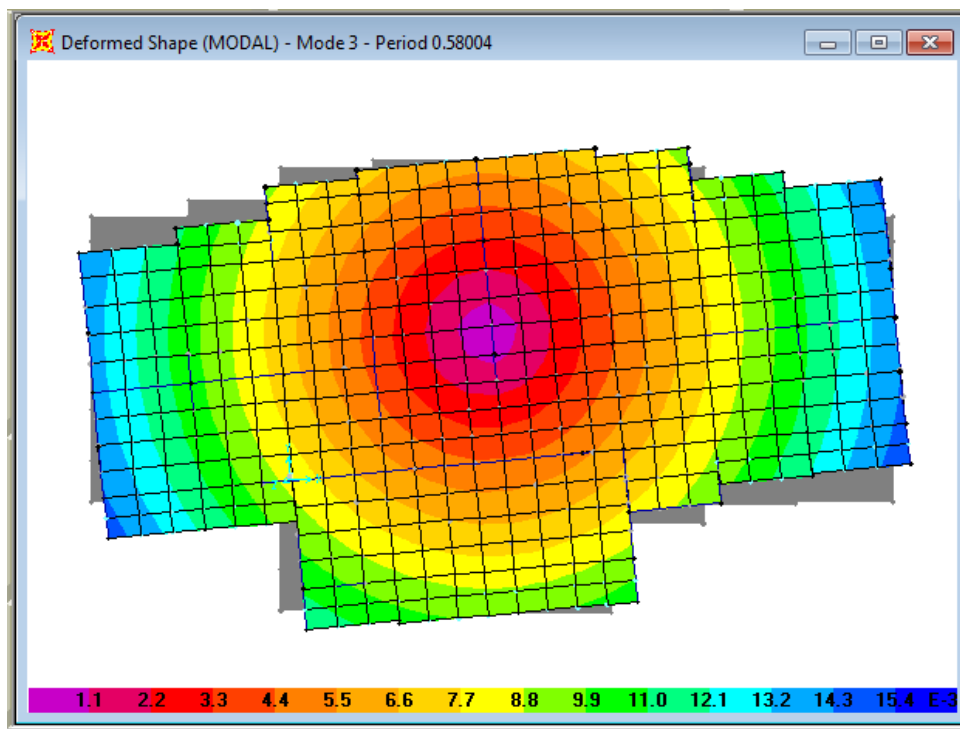


Figure 4-5: Mode 3, Rotation suivant l'axe z-z.

4.5.5 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003

4.5.5.1 Justification de l'interaction voiles-portiques

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4-4: Vérification de l'interaction sous charges vertical

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	30770.24	6205.239	83.21	16.78
1 ^{ère} étage	27316.072	5778.191	82.54	17.45
2 ^{ème} étage	23442.056	4959.843	82.53	17.46
3 ^{ème} étage	20042.631	4047.183	83.19	16.80
4 ^{ème} étage	16463.174	3677.234	81.74	18.25
5 ^{ème} étage	13118.739	2948.408	81.64	18.35
6 ^{ème} étage	9711.274	2262.522	81.10	18.89
7 ^{ème} étage	6488.462	1295.718	83.35	16.64
8 ^{ème} étage	3302.242	724.307	82.01	17.98

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau 4-5: Vérification de l'interaction sous charges horizontale

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (kn)	Voiles (Kn)	P(%)	V(%)	Portiques (kn)	Voiles (Kn)	P(%)	V(%)
RDC	387.982	977.175	28.42	71.57	494.238	1272.61	27.97	72.02
1 ^{ère} étage	784.3	663.223	54.18	45.81	1064.468	726.095	59.44	40.55
2 ^{ème} étage	719.712	665.278	51.96	48.03	1006.087	658.365	60.44	39.55
3 ^{ème} étage	809.32	546.125	59.70	40.29	1026.961	498.211	67.33	32.66
4 ^{ème} étage	750.714	499.654	60.03	39.96	827.765	538.886	60.56	39.43
5 ^{ème} étage	751.187	358.258	67.70	32.29	770.81	400.147	65.82	34.17
6 ^{ème} étage	558.418	340.252	62.13	37.86	610.695	331.939	64.78	35.21
7 ^{ème} étage	514.665	193.183	72.70	27.29	495.37	138.963	78.09	21.90
8 ^{ème} étage	478.596	193.183	71.24	28.75	351.287	101.716	77.54	22.45

4.5.5.2 Vérification de l'effort normal réduit

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{RPA99 Art 7.4.3.1})$$

Tel que : N : L'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B: Section du béton.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression

Tableau 4-6 : Résumé des résultats.

Niveaux	B (m ²)	N (kn)	N _{rd}	Remarque
RDC+1 ^{er} étage	0.50*0.50	1672.32	0.268	vérifiée
2 ^{eme} +3 ^{eme} étage	0.45*0.50	1265.451	0.225	vérifiée
4 ^{eme} +5 ^{eme} étage	0.45*0.45	904.97	0.179	vérifiée
6 ^{eme} +7 ^{eme} étage	0.40*0.45	558.635	0.124	vérifiée
8 ^{eme} étage	0.40*0.40	221.694	0.055	vérifiée

4.5.5.3 Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_{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} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Tableau 4-7 : Vérification de la résultante des forces sismiques

Sens	V _{dy} (KN)	V _{st} (KN)	0.8V _{st}	Remarque
X-X	2093.11	2447.79	1958.230172	Vérifiée
Y-Y	1931.62	2125.99	1700.792386	Vérifiée

4.5.5.4 Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad (\text{RPA99 Article 4.4.3})$$

Avec : $\delta_{kx} = R \times \delta_{ekx}$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R: Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ (RPA99 Article 5.10)

Tableau 4-8: Vérification des déplacements

Sens x-x							
niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	hk(m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	observation
RDC	0.0008	0.004	0	0.0040	4.08	0.10	Vérifiée
1	0.0018	0.009	0.004	0.0050	3.06	0.16	Vérifiée
2	0.0031	0.0155	0.009	0.0065	3.06	0.21	Vérifiée
3	0.0045	0.0225	0.0155	0.0070	3.06	0.23	Vérifiée
4	0.0059	0.0295	0.0225	0.0070	3.06	0.23	Vérifiée
5	0.0072	0.036	0.0295	0.0065	3.06	0.21	Vérifiée
6	0.0084	0.042	0.036	0.0060	3.06	0.20	Vérifiée
7	0.0096	0.048	0.042	0.0060	3.06	0.20	Vérifiée
8	0.0106	0.053	0.048	0.0050	3.06	0.16	Vérifiée

Sens y-y							
niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	hk(m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	observation
RDC	0.0011	0.0055	0	0.0055	4.08	0.13	Vérifiée
1	0.0026	0.013	0.0055	0.0075	3.06	0.25	Vérifiée
2	0.0043	0.0215	0.013	0.0085	3.06	0.28	Vérifiée
3	0.006	0.03	0.0215	0.0085	3.06	0.28	Vérifiée
4	0.0077	0.0385	0.03	0.0085	3.06	0.28	Vérifiée
5	0.0092	0.046	0.0385	0.0075	3.06	0.25	Vérifiée
6	0.0106	0.053	0.046	0.0070	3.06	0.23	Vérifiée
7	0.0117	0.0585	0.053	0.0055	3.06	0.18	Vérifiée
8	0.0127	0.0635	0.0585	0.0050	3.06	0.16	Vérifiée

4.5.5.5 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Les effets de second ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0.10 \quad (\text{RPA99 Article 5.9})$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau(k).

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + W_{Qi})$$

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 d'étage (k)

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: Les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

Tableau 4-9 : Vérification des effets P- Δ

Niveau	h_k (m)	Pk (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δk (m)	Vk(KN)	θ	Δk (m)	Vk(KN)	θ
RDC	4.08	34264.07	0.0040	1365.157	0.025	0.0055	1766.855	0.026
1	3.06	30677.23	0.0050	1447.523	0.035	0.0075	1790.563	0.042
2	3.06	26402.63	0.0065	1384.99	0.040	0.0085	1664.452	0.044
3	3.06	22649.26	0.0070	1355.445	0.038	0.0085	1525.172	0.041
4	3.06	18823.57	0.0070	1250.368	0.034	0.0085	1366.651	0.038
5	3.06	15068.45	0.0065	1109.445	0.029	0.0075	942.634	0.039
6	3.06	11313.77	0.0060	898.67	0.025	0.0070	634.333	0.041
7	3.06	7446.757	0.0060	707.848	0.021	0.0055	453.003	0.030
8	3.06	3985.65	0.0050	671.779	0.010	0.0050	1766.855	0.004

La condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés.

4.6 Conclusion

Les voiles présentent, généralement, une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. Leur disposition était un véritable obstacle vu la non symétrie, les décrochements que présente la structure et les contraintes architecturales.

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du RPA. On a dû augmenter les sections des poteaux, poutres principale et secondaires, et l'épaisseur des voiles dans les étages courants, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile-portique). Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P-delta).

CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

5.1 Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments porteurs principaux. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

5.2 Etude des poteaux

Le rôle des poteaux dans une construction est la transmission des charges de la super structure vers la fondation, ces poteaux sont sollicités en flexion composée. Leur ferrailage se fait selon les combinaisons de sollicitations suivantes :

- 1) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+E$
- 4) $G+Q-E \rightarrow$ (RPA99 Article 5.2)
- 5) $0.8G+E$
- 6) $0.8G-E$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$N_{max} \longrightarrow M$ correspondant

$N_{min} \longrightarrow M$ correspondant

$M_{max} \longrightarrow N$ correspondant

5.2.1 Recommandations du RPA99 (version 2003)

5.2.1.1 Les armatures longitudinales : (RPA99/2003 Art7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

$A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa),

$A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante),

$A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement),

$\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa)

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' tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm \right)$$

h_e : hauteur d'étage.

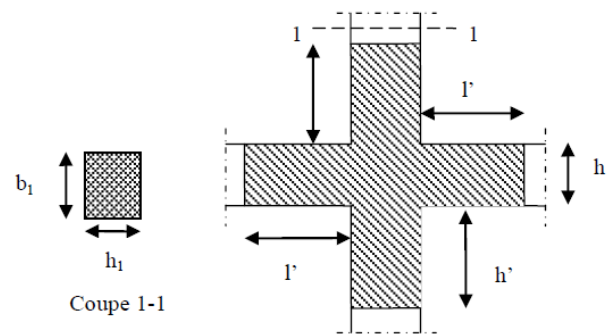


Figure 5.1. La zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5-1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et 1 ^{er} étage	50x50	20	100	150
2 et 3 ^{ème} étage	45x50	18	90	135
4 et 5 ^{ème} étage	45x45	16.2	81	121.5
6 et 7 ^{ème} étage	40x45	14.4	72	108
8 ^{ème} étage	40x40	12.8	64	96

5.2.1.2 Les armatures transversales : (RPA99 Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_l \times f_e}$$

Où : V_u : effort tranchant de calcul.

h_l : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- $t \leq \min(10 \times \phi_l, 15cm)$ (zone nodale).

- $t \leq 15 \times \phi_l$ (zone courante).

(ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau)

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

- $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$.

- $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$; (λ_g élancement géométrique).

Avec : $\lambda_g = l_f / b_l$ ou $\lambda_g = l_f / h_l$

l_f : Longueur de flambement du poteau. ($0.7 \cdot l_0$), l_0 : hauteur libre d'étage = ($h - h_{poutre}$)

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times b_l}$ en pourcentage est :

$A_t^{\min} = 0.3\%$ (t. b_l) si $\lambda_g \geq 5$

$A_t^{\min} = 0.8\%$ (t. b_l) si $\lambda_g \leq 3$

-interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

5.2.2 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-2 : Sollicitations dans les poteaux

Niveau	com	$N_{\min} ; M_{\text{corr}}$		com	$M_{\max} ; N_{\text{corr}}$		com	$N_{\max} ; M_{\text{corr}}$		V_u (KN)
		N (KN)	M KN.m		M KN.m	N(KN)		N(KN)	M KN.m	
RDC et 1 ^{er} étage	1	628.22	9.54	3	121.12	1485.27	5	1672.16	3.29	156.40
2,3 ^{ème} étage	1	123.42	10.65	3	101.67	598.54	5	1264.73	21.15	158.28
4,5 ^{ème} étage	1	3.20	10.17	3	81.84	494.63	5	904.64	13.48	137.98
6,7 ^{ème} étage	1	59.69	34.08	3	70.45	220.22	5	558.28	12.05	107.68
8 ^{ème} étage	1	39.42	26.75	3	53.38	108.76	5	221.59	13.26	32.61

5.2.3 Calcul du ferrailage

5.2.3.1 Ferrailage longitudinal

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau et les autres seront résumés dans un tableau.

- **Exemple de calcul**

Soit à calculer le poteau rectangulaire le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{min} = 628.22\text{KN}$ $M_{cor} = 9.54\text{KN.m}$
- $M_{max} = -121.12\text{KN.m}$ $N_{cor} = -1485.27\text{KN}$
- $N_{max} = -1672.16\text{KN}$ $M_{cor} = 3.29\text{KN.m}$

a) Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$$d = 0.9 \text{ h} = 0.45\text{m}; d' = 0.05\text{m}$$

$$N = 1672.16 \text{ KN}$$

$$M = 3.29\text{KN.m} \Rightarrow e_G = M/N = 0.0019\text{m}$$

$e_G < h/2 = 0.50/2 = 0.25\text{m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d') - M_A \leq (0.337h - 0.81d') b \cdot h \cdot f_{bu} \quad (I)$$

$$M_A = M + N \times (d-h/2) = 3.29 + 1672.16 \times (0.45 - 0.25) = 337.73\text{KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 1672.16 \times 10^{-3} \times (0.45 - 0.05) - 337.73 \times 10^{-3} \leq (0.337 \times 0.50 - 0.81 \times 0.05) \times 3.55$$

$$0.33 \text{ MN.m} \leq 0.45 \text{ MN.m} \quad \text{vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{337.73 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.45^2 \times 14.2} = 0.235$$

$$\mu_{bu} = 0.235 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \rightarrow \text{pivot } B \quad \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$$

$$\alpha = 0.34; z = 0.387\text{m} \rightarrow A_l = \frac{M_A}{z \times f_{st}} = 25.07\text{cm}^2$$

$$A = A_l - \frac{N}{f_{st}} = -22.98\text{cm}^2 < 0 \rightarrow A = 0\text{cm}^2$$

b) Calcul sous M_{max} et N_{cor}

$$M = 121.12\text{KN.m}, N = 1485.27\text{KN} \Rightarrow e_G = 0.081\text{m}$$

(I) $\Rightarrow 0.175\text{MN.m} < 0.45\text{MN.m} \Rightarrow$ calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_A = 418.18\text{KN} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.29 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.44 \Rightarrow z = 0.370\text{m} \Rightarrow A_l = 32.5\text{cm}^2 \Rightarrow A = -10.28\text{cm}^2 < 0 \rightarrow A = 0\text{cm}^2$$

c) Calcul sous N_{min} et M_{cor}

$$M = 9.54\text{KN.m}, N = 628.224\text{KN} \Rightarrow e_G = 0.015\text{m}$$

On a le centre de pression est à l'intérieur de la section.

(I) $\Rightarrow 0.116 \leq 0.45 \Rightarrow$ calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_A = 135.184\text{KN} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.094 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.12 \Rightarrow z = 0.43m \Rightarrow A_1 = 9.03cm^2 \Rightarrow A = -9.02cm^2 < 0 \rightarrow A = 0cm^2$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau 5-3 : Ferrailage des poteaux

Niveau	Sections	A [?] (cm ²)	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{opté} (cm ²)	Nombre des barres
RDC, 1 ^{er} étage	50x50	0	0	20	22.24	8HA16+4HA14
2,3 ^{ème} étage	45x50	0	0	18	20.36	4HA16+8HA14
4,5 ^{ème} étage	45x45	0	0.68	16.2	16.84	8HA14+4HA12
6,7 ^{ème} étage	40x45	0	2	14.4	15.21	4HA14+8HA12
8 ^{ème} étage	40x40	0	4.44	12.8	13.57	12HA12

5.2.3.2 Sections des armatures transversales dans les poteaux

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales, Le tableau ci-dessous comporte les sections calculées et les minimums préconisés par le **RPA99/2003**.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau 5-4 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux

Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2,3 ^{ème} étage	4,5 ^{ème} étage	6,7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Sections (cm ²)	50x50	50x50	45x50	45x45	40x45	40x40
ϕ_l^{max} (cm)	1.6	1.6	1.6	1.4	1.4	1.2
ϕ_l^{min} (cm)	1.4	1.4	1.4	1.2	1.2	1.2
l_f (cm)	257.6	186.2	186.2	186.2	186.2	186.2
λ_g	5.152	3.724	3.724	4.137	4.137	4.655
Vu (KN)	156.40	156.40	158.28	137.98	107.68	32.61
St _(zone nodale) (cm)	10	10	10	10	10	10
St _(zone courante) (cm)	15	15	15	15	15	15
A _t (cm ²)	2.93	4.39	4.45	4.02	3.36	1.14
A _t ^{min} (zone nodale)	1.50	4	3.60	1.35	1.20	1.20
A _t ^{min} (zone courante)	2.25	6	5.40	2.02	1.80	1.80
A _t ^{opté} (cm ²)	6HA8=3.02	6HA12=6.79	6HA12=6.79	6HA10=4.71	6HA10=4.70	6HA8=3.02
Nombre de cadre	3	3	3	3	3	3

Conformément aux règles du **RPA 99/03** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. ($\phi_t \geq 1/3 \times \phi_l^{\max}$). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

5.2.4 Vérifications

5.2.4.1 Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Selon le (**BAEL99 Art4.4.1**) Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq N_{\max} \quad \text{CBA 93 (Article B. 8.4.1)}$$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

L_f : longueur de flambement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots \dots \dots \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots \dots \dots \text{Si } \lambda > 50 \end{cases}$$

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 :

$\lambda = 3.46 l_f/b$ pour les sections rectangulaires,

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de $l_0 = 3.68\text{m}$ et un effort normal égal à : 1672.32KN .

$L_f = 0.7 \times l_0 = 2.576\text{m}$ (Longueur de flambement).

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.144\text{m}$$

$\lambda = 17.92 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.807$

$B_r = (50-2)^2 = 2304\text{cm}^2$ (Section réduite).

$$N_u = 0.807 \times \left(\frac{0.2304 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 22.24 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 4071.95\text{KN}$$

On a $N_{\max} = 1672.32\text{KN} < N_u = 4071.95\text{KN}$.

Condition vérifiée

Donc pas de risque de flambement. Le tableau ci-dessous résume les calculs effectués.

Tableau 5-5 : Justification de l'effort normal ultime

Niveau	Section (cm ²)	L ₀ (cm)	L _f (cm)	i (cm)	λ	α	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _{ultime} (KN)
RDC	50x50	408	257.6	14.4	17.92	0.807	22.24	2304	1672.32	4071.95
1 ^{er} étage	50x50	306	186.2	14.4	12.88	0.827	22.24	2304	1672.32	4168.27
2,3 ^{ème} étage	45x50	306	186.2	14.4	14.31	0.822	20.36	2064	1265.451	3723.98
4,5 ^{ème} étage	45x45	306	186.2	12.99	14.31	0.822	16.84	1849	904.97	3296.06
6,7 ^{ème} étage	40x45	306	186.2	12.99	16.10	0.815	15.21	1634	558.635	2897.30
8 ^{ème} étage	40x40	306	186.2	11.54	16.10	0.815	13.57	1444	221.694	2564.05

Du tableau ci-dessus on ne constate que **N_{max} < N_u**

Donc pas de risque de flambement.

5.2.4.2 Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times V \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (V^3 + V'^3) + 15 \times A \times (d - V)^2 + 15 \times A' \times (V - d')^2$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } V' = h - v ; d = 0.9 \cdot h$$

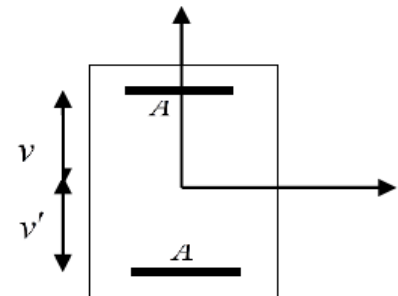


Figure 5-2 : Section d'un poteau

On a A' = 0.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5-6 : Vérification des contraintes dans le béton

niveau	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	observation
RDC, 1 ^{er} étage	45	22.24	27.35	22.64	0.00638	1218.518	29.766	6.15	Vérifier
2,3 ^{ème} étage	45	20.36	27.39	22.61	0.00576	920.923	24.061	5.03	Vérifier
4,5 ^{ème} étage	40	16.84	24.44	20.78	0.00453	659.741	27.673	4.42	Vérifier

étage									
6,7 ^{ème} étage	40	15.21	24.46	20.54	0.00365	407.466	24.752	3.92	Vérifier
8 ^{ème} étage	35	13.57	21.69	18.31	0.00253	162.291	33.089	3.85	Vérifier

5.2.4.3 Vérification aux sollicitations tangentielles

Selon le **RPA 99** (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}} \text{ tel que : } \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Tableau 5-7 : Vérification des contraintes tangentielles

niveau	Section	λ_g	ρ_d	d(cm)	Vu (KN)	τ (MPa)	$\overline{\tau}$ (MPa)	Observation
RDC	50x50	5.152	0.075	45	156.40	0.69	1.875	vérifier
1er étage	50x50	3.724	0.04	45	156.40	0.69	1	vérifier
2,3 ^{ème} étage	45x50	3.724	0.04	45	158.28	0.781	1	vérifier
4,5 ^{ème} étage	45x45	4.137	0.04	40	137.98	0.766	1	vérifier
6,7 ^{ème} étage	40x45	4.137	0.04	40	107.68	0.673	1	vérifier
8 ^{ème} étage	40x40	4.655	0.04	35	32.61	0.233	1	vérifier

5.2.5 Schémas de ferrillages des poteaux :

Tableau 5-8 : Schéma de ferrillage des poteaux

Niveau	Schéma de ferrillage des poteaux
RDC+1 ^{er} étage	

<p>2+3^{ème} étage</p>	<p>2HA16 50 45 3 cadres HA12 8HA14</p>
<p>4+5^{ème} étage</p>	<p>2HA12 45 45 3 cadres HA10 8HA14</p>
<p>6+7^{ème} étage</p>	<p>8HA12 45 45 3 cadres HA10 2HA14</p>
<p>8^{ème} étage</p>	<p>3 cadres HA8 40 40 12HA12</p>

5.3 Etude des poutres

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont :

- 1) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+E$
- 4) $G+Q-E$
- 5) $0.8G+E$
- 6) $0.8G-E$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

5.3.1 Recommandation du RPA99/2003

5.3.1.1 Armatures longitudinales: (RPA99-2003 Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

5.3.1.2 Armatures transversales : (RPA99/2003 Art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec :

b : largeur de la poutre.

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

– $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_{min})$ en zone nodale,

– $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Φ : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales 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 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les sections minimales et maximales préconisées par le RPA99V2003

Tableau 5-9 : 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 de recouvrement
Principale	30×40	6	48	72
Secondaire	30×30	6	48	72

5.3.2 Calcul de ferrailage

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du **RPA**.

5.3.2.1 Sollicitations de calculs

Tableau 5-10: Les sollicitations les plus défavorables

niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée} (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	V (KN)	M _{travée} (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	V (KN)
Etage courant	25	-57.62	94.13	14.21	-21.22	25.92
Terrasse	28.55	-79.25	108.88	25.38	-57.98	97.04

5.3.2.2 Ferrailage longitudinal

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du SAP2000. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{min}) du RPA.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5-11 : Résultats de calculs de ferrailages des poutres

niveau	type	section	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Etage courant	PP	30x40	Travée	4.41	6	6.03	3HA16
			Appui	9.40		10.65	3HA16+3HA14
	PS	30x40	Travée	9.18	6	10.65	3HA16+3HA14
			Appui	9.76		10.65	3HA16+3HA14
Terrasse	PP	30x40	Travée	2.72	6	6.03	3HA16
			Appui	8.08		9.42	3HA16+3HA12
	PS	30x40	Travée	3.29	6	6.03	3HA16
			Appui	5.04		6.03	3HA16

5.3.2.3 Les armatures transversales

$$\phi \leq \min \left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \quad (\text{BAEL91 Art H.III.3})$$

$$\phi \leq \min \left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10} \right) = \min (1.2; 1.14; 3)$$

$$\Rightarrow \phi = 8 \text{ mm}$$

Donc on prend $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

5.3.2.4 Calcul des espacements des armatures transversales

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \rightarrow S_{t1} \leq 67 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm} \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$S_{t3} = \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \rightarrow S_{t3} \leq 96.21 \text{ cm}$$

Selon le **RPA99** Art (7.5.2.2) :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l^{\min} \right) = 10 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

5.3.2.5 Les longueurs de recouvrement

D'après le **RPA99** (Art 7.4.2.1)

$L_r > 40 \phi$ en zone II

$\phi = 12 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

$\phi = 14 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

$\phi = 16 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 65 \text{ cm}$

5.3.2.6 Vérification des sections armatures transversales :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \quad (\text{RPA99 Art 7.5.2.2})$$

$$A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{verifier}$$

5.3.3 Vérifications

5.3.3.1 Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \tau^{adm} = \min(0.13 \times f_{c28}; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA} \quad \text{BAEL91 (Art H.III.1)}$$

Tableau 5-12: Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (KN)	τ_u (MPa)	τ^{adm} (MPa)	Observation
Principales	94.13	0.848	3.33	Vérifiée
Secondaires	25.92	0.233	3.33	Vérifiée

5.3.3.2 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

-Appuis de rives : $A_l > \frac{Vu \times \gamma_s}{f_e}$

-Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (Vu + \frac{Ma}{0.9 \times d})$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau 5-13: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

poutres	A_L (cm ²)	Vu (KN)	Ma (Kn.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	10.65	94.13	-57.62	2.70	-2.26	vérifiée
Secondaires	10.65	25.92	-21.22	0.74	-1.08	vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

5.3.4 Vérification à l'ELS

5.3.4.1 Etat limite de compression du béton

$\frac{b_0}{2} y^2 + 15Ay - 15dA = 0$; $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$.

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau 5-14: Vérification de l'état limite de compression

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	Observation
Principales	Travée	19.14	12.22	0.00073	3.20	Vérifiée
	Appui	56.46	15.22	0.0011	7.81	Vérifiée
Secondaires	Travée	19.71	15.22	0.0011	2.73	Vérifiée
	Appui	25.46	15.22	0.0011	3.52	Vérifiée

5.3.4.2 Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1)$

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2)$

$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3)$

Tableau 5-15 : Vérification de la flèche pour les poutres

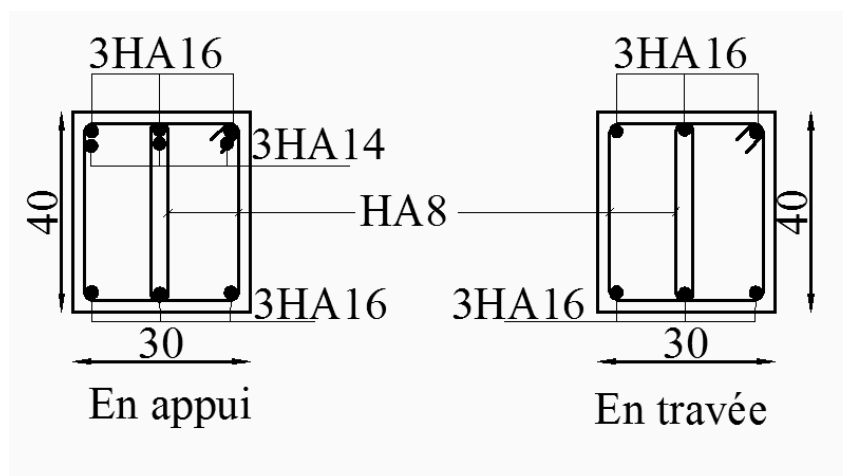
	h cm	b cm	L cm	As cm ²	$\frac{h}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{As}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	440	6.03	0.09	0.075	0.005	0.010	vérifiée	vérifiée	vérifiée
PS	40	30	390	10.65	0.10	0.075	0.009	0.010	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Donc les 3 conditions de flèches étant satisfaites, le calcul des flèches s'avère inutile.

5.3.5 Schéma de ferrailage

On va illustrer les schémas de ferrailage des poutres du plancher étage courant

- **Poutre principale**



- **Poutre secondaire**

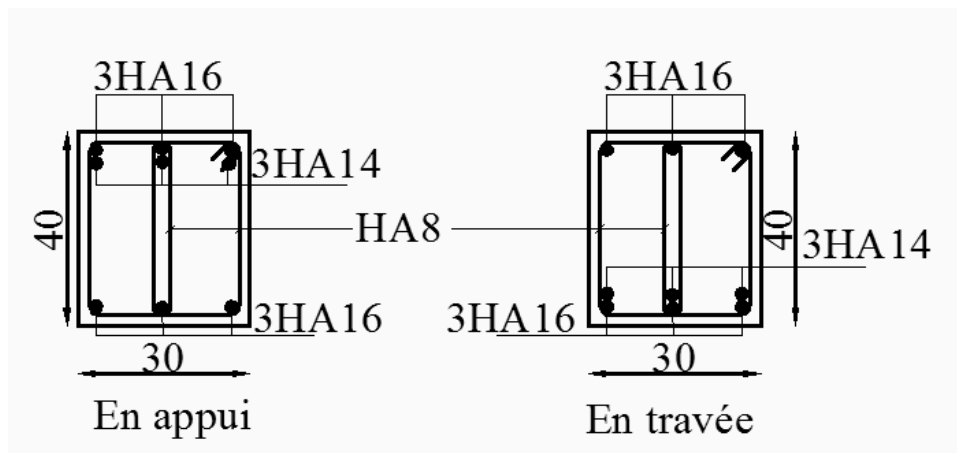


Figure 5-3 : Schémas de ferrailage des poutres principales et secondaires

5.4 Vérification des zones nodales

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœuds 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 de majoration de :1,25. Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(M_w + M_e) \quad \text{RPA99 (Art 7.6.2)}$$

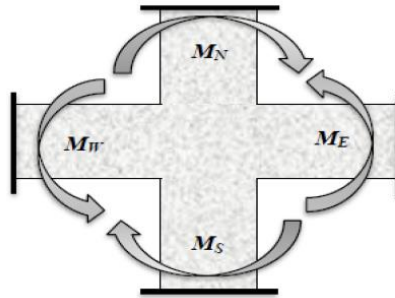


Figure 5-4 : Zone nodale

5.4.1 Détermination des moments résistants

Le moment résistant « Mr » d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section ;
- De la quantité d'armatures dans la section ;
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = Z \times A_s \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{Avec : } Z = 0.9.h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

5.4.1.1 Poteaux

Tableau 5-16: les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC, 1er étage	50x50	45	22.24	348.27
2,3 ^{ème} étage	45x50	45	20.36	318.83
4,5 ^{ème} étage	45x45	40.5	16.84	237.22
6,7 ^{ème} étage	40x45	40.5	15.21	214.26
8 ^{ème} étage	40x40	36	13.57	169.92

5.4.1.2 Poutre

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tab5.16). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

5.4.1.3 Vérification des zones nodales

Tableau 5-17: Vérification de la zone nodale dans différent étage

Niveau	Plan	Ms (KN.m)	Mn (KN.m)	Mw=Me (KN.m)	1.25 (Mw + Me) (KN.m)	Mn+Ms (KN.m)	Observation
1 ^{er} étage	PP	348.27	348.27	133.42	333.55	696.54	Vérifiée
	PS	348.27	348.27	133.42	333.55	696.54	Vérifiée
2 ^{ème} étage	PP	348.27	318.83	133.42	333.55	667.10	Vérifiée
	PS	348.27	318.83	133.42	333.55	667.10	Vérifiée
3 ^{ème} étage	PP	318.83	318.83	133.42	333.55	637.66	Vérifiée
	PS	318.83	318.83	133.42	333.55	637.66	Vérifiée
4 ^{ème} étage	PP	318.83	237.22	133.42	333.55	556.05	Vérifiée
	PS	318.83	237.22	133.42	333.55	556.05	Vérifiée
5 ^{ème} étage	PP	237.22	237.22	133.42	333.55	474.44	Vérifiée
	PS	237.22	237.22	133.42	333.55	474.44	Vérifiée
6 ^{ème} étage	PP	237.22	214.26	133.42	333.55	451.48	Vérifiée
	PS	237.22	214.26	133.42	333.55	451.48	Vérifiée
7 ^{ème} étage	PP	214.26	214.26	133.42	333.55	428.52	Vérifiée
	PS	214.26	214.26	133.42	333.55	428.52	Vérifiée
8 ^{ème} étage	PP	214.26	169.92	118.01	295.02	384.18	Vérifiée
	PS	214.26	169.92	75.54	188.85	384.18	Vérifiée

Conclusion

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

5.5 ETUDE DES VOILES

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$

Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

5.5.1 Recommandation du RPA

a) Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} : 0.2\% \times L_t \times e$
 - L_t : Longueur de la zone tendue.
 - e : épaisseur du voile.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur de la largeur du voile. $l/10$
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

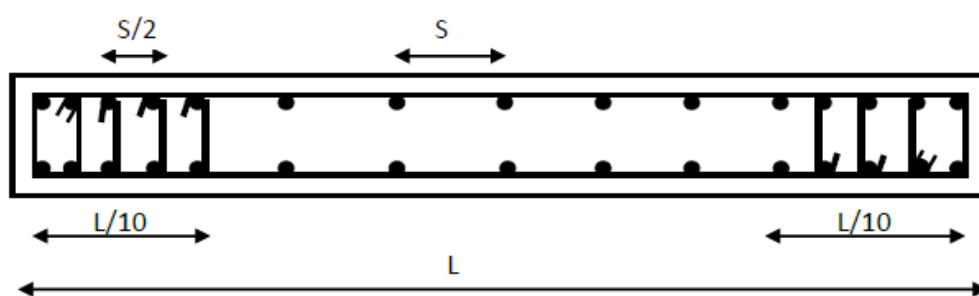


Figure 5-5: Disposition des armatures verticales (vue en plan)

b) Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants.

Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

c) Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

d) Armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{Vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e} ; \text{avec} : V = 1.4 \times Vu$$

e) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 - $A_{\min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile
 - $A_{\min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante
 - $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).
- L'espacement : $St \leq \min(1.5 \times e, 30\text{cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- Longueurs de recouvrement :
 - 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

5.5.2 Le ferrailage

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous

(M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

$N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.

$N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.

$M_{\max} \rightarrow N$ correspondant

$d = 0.9.h$; $d' = 0.1h$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e$$

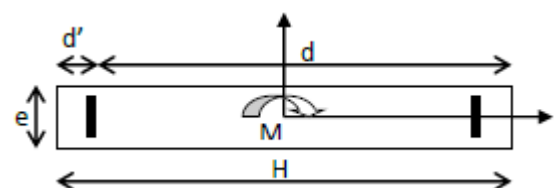


Figure 5-6 : Schéma d'un voile plein

$$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times h \times e$$

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

5.5.2.1 Armatures horizontales

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} K = 0 \text{ (pas reprise de bétonnage); } \alpha = 90^\circ$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$$

$$\tau_u = \frac{1.4 v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5MPa$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times St$$

- **La longueur de recouvrement**

$$L_r = \begin{cases} 40\phi & \dots \dots \dots \text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\phi L_r & \dots \dots \dots \text{zone comprimée sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$$

- **Règles communes**

$$A_{min} = \begin{cases} 0.15 \% & \dots \dots \dots \text{voile complet} \\ 0.10 \% & \dots \dots \dots \text{zone courante.} \end{cases}$$

- **Diamètres des barres**

$$\phi < \alpha/10 \dots \dots \dots \text{zone courante.}$$

- **Espacement des barres horizontales et verticales**

$$St \leq 1.5 \times e$$

$$St \leq 30cm$$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

A_{vmin}^{BAEL} : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

A_{vmin}^{RPA} : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.

N^{bre} /face : nombre de barres adaptées par face.

S_t : Espacement.

A_H^{min} /face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} /face : Section d'armature horizontale pour 1 mètre linéaire.

A_H^{adap} /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1 mètre linéaire.

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

5.5.3 Disposition des voiles

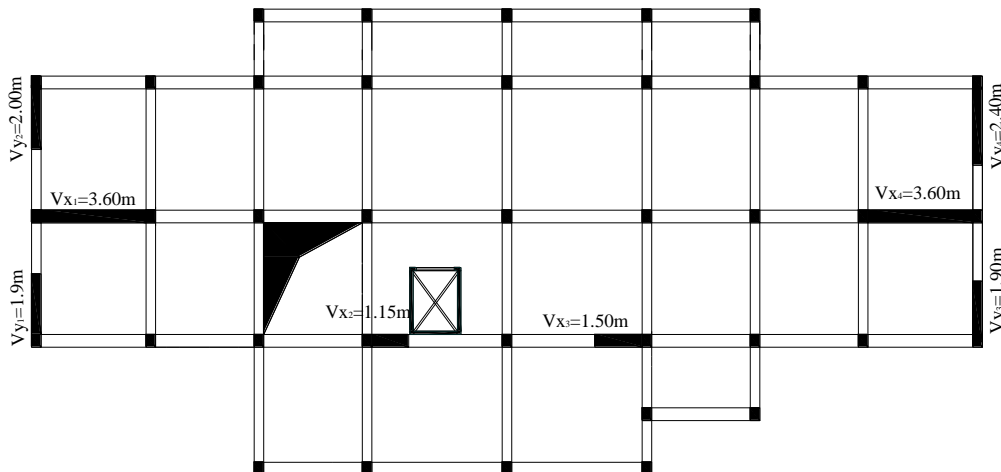


Figure 5-7 : Disposition des voiles

- Voile Vx1=Vx4

Tableau 5-18 : ferrailage du voile Vx1=Vx4

Niveau	RDC	Etage 1, 2,3	Etage 4, 5,6	Etage 7,8
Section (m ²)	0.2 × 3.60	0.2 × 3.60	0.2 × 3.60	0.2 × 3.60
M(KN.m)	47.213	191.901	250.871	214.928
N(KN)	2125.402	1867.778	1267.038	530.451
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V(KN)	698.746	607.948	408.32	203.88
τ (MPa)	1.51	1.31	0.88	0.44
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	31.1	29.14	21.21	10.20
A_v^{min} (cm ²)	14.4	14.4	14.40	14.4
A_v^{adop} (cm ²)	32.16	29.34	22.18	16.04
N^{bre} /par face	16HA16	10HA16+6HA14	10HA14+6HA12	10HA12+6HA10
St (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	8.04	7.33	5.54	4.01
A_h^{min} (cm ²)	10.8	10.8	10.8	10.8
A_h^{adop} (cm ²)	11.30	11.30	11.30	11.30
N^{bre} des barres	14HA10	14HA10	14HA10	14HA10
St (cm)	25	20	20	20

- Voile Vx2

Tableau 5-19: ferrailage du voile Vx2

Niveau	RDC	Etage 1, 2,3	Etage 4, 5,6	Etage 7,8
Section (m ²)	0.2 × 1.15	0.2 × 1.15	0.2 × 1.15	0.2 × 1.15
M(KN.m)	-17.602	26.330	16.795	10.490

N(KN)	1199.609	1052.767	717.926	282.92
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V(KN)	108.61	44.63	88.08	55.172
τ (MPa)	0.73	0.302	0.59	0.33
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	17.90	16.12	10.95	4.46
A_v^{min} (cm²)	4.60	4.60	4.60	4.60
A_v^{adop} (cm²)	18.10	18.10	13.86	7.11
$N^{bre}/par\ face$	9HA16	9HA16	9HA14	9HA10
St(cm)	12	12	12	12
A_h^{cal} (cm²)	4.52	4.52	3.46	1.77
A_h^{min} (cm²)	3.45	3.45	3.45	3.45
A_h^{adop} (cm²)	4.52	4.52	4.52	5.53
$N^{bre}/par\ face$	4HA12	4HA12	4HA12	11HA8
St(cm)	25	25	25	25

- Voile Vx3

Tableau 5-20: ferrailage du voile Vx3

Niveau	RDC	Etage 1, 2,3	Etage 4, 5,6	Etage 7,8
Section (m²)	0.2 × 1.5	0.2 × 1.5	0.2 × 1.5	0.2 × 1.5
M(KN.m)	1.121	-54.688	-48.426	-37.343
N(KN)	1309.134	1146.198	786.621	335.71
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V(KN)	161.827	71.961	103.318	67.995
τ (MPa)	0.83	0.37	0.53	0.35
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	18.85	18.04	12.70	5.89
A_v^{min} (cm²)	6	6	6	6
A_v^{adop} (cm²)	20.11	20.11	15.39	7.85
$N^{bre}/par\ face$	10HA16	10HA16	10HA14	10HA10
St(cm)	10	10	10	15
A_h^{cal} (cm²)	5.02	5.02	3.84	1.96
A_h^{min} (cm²)	4.5	4.5	4.5	4.5
A_h^{adop} (cm²)	5.65	5.65	5.53	5.53
$N^{bre}/par\ face$	5HA12	5HA12	11HA8	11HA8
St(cm)	20	20	25	25

- Voile Vy1=Vy3

Tableau 5-21: ferrailage du voile Vy1=Vy3

Niveau	RDC	Etage 1,2, 3	Etage 4, 5,6	Etage 7,8
Section (m ²)	0,2X1, 9	0,2X1, 9	0,2X1, 9	0,2X1, 9
M (KN .m)	910,456	375,695	-160,527	-68,874
N(KN)	187,422	302,801	691,153	300,449
Section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V(KN)	329,373	163 ,654	119,271	46 ,905
τ (MPa)	1,34	0,67	0,48	0,192
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	11,34	2,142	11,80	5,115
A_v^{min} (cm ²)	5,70	5,70	7,60	7,60
A_v^{adop} (cm ²)	12,32	6,28	12,32	9,05
N ^{bre} /par face	8HA14	8HA10	8HA14	8HA12
S _t (cm)	12.5	23	12.5	23
A_h^{cal} (cm ²)	3.08	1.57	3.08	2.26
A_h^{min} (cm ²)	5.7	5.7	5.7	5.7
A_h^{adop} (cm ²)	6.03	6.03	6.03	6.03
N ^{bre} /par plan	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8
S _t (cm)	25	22	22	22

- voile Vy2 :

Tableau 5-22: ferrailage du voile Vy1=Vy3

Niveau	RDC	Etage 1,2, 3	Etage 4, 5,6	Etage 7,8
Section (m ²)	0,2X2	0,2X2	0,2X2	0,2X2
M (KN .m)	1047,316	398,678	-154,234	-64,125
N(KN)	177,444	333,107	655,021	308,713
Section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V(KN)	327,031	164,588	117,378	42,651
τ (MPa)	1,27	0,64	0,45	0,166
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	12,70	1,84	11,08	5,061
A_v^{min} (cm ²)	6	6	8	8
A_v^{adop} (cm ²)	15,40	7,85	11,30	11,30
N ^{bre} /par face	10HA14	10HA10	10HA12	10HA12
S _t (cm)	10	20	10	20
A_h^{cal} (cm ²)	3.85	1.96	2.82	2.82
A_h^{min} (cm ²)	6	6	6	6
A_h^{adop} (cm ²)	7.04	7.04	7.04	7.04
N ^{bre} /par plan	14HA8	14HA8	14HA8	14HA8
S _t (cm)	25	19	19	19

- voile Vy 4 :

Tableau 5-23: ferrailage du voile Vy4

Niveau	RDC	Etage 1,2, 3	Etage 4, 5,6	Etage 7,8
Section (m ²)	0,2X2, 4	0,2X2, 4	0,2X2, 4	0,2X2, 4
M (KN .m)	1540,53	656,847	-218,993	-100,298
N(KN)	397,224	289,899	789,123	362,191
Section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V(KN)	405,374	249,294	175,811	66,1
τ (MPa)	1,31	0,808	0,57	0,214
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	13,52	4,411	13,28	6,095
A_v^{min} (cm ²)	7,20	7,20	9,60	9,60
A_v^{adop} (cm ²)	15,39	11,31	13,35	11,31
N ^{bre} /par face	10HA14	10HA12	5HA14+5HA12	10HA12
S _t (cm)	10	24	10	24
A_h^{cal} (cm ²)	3,84	2,82	3,33	2,82
A_h^{min} (cm ²)	7,2	7,2	7,2	7,2
A_h^{adop} (cm ²)	7,54	7,54	7,54	7,54
N ^{bre} /par plan	15HA8	15HA8	15HA8	15HA8
S _t (cm)	25	18	18	18

5.5.4 Schéma de ferrailage

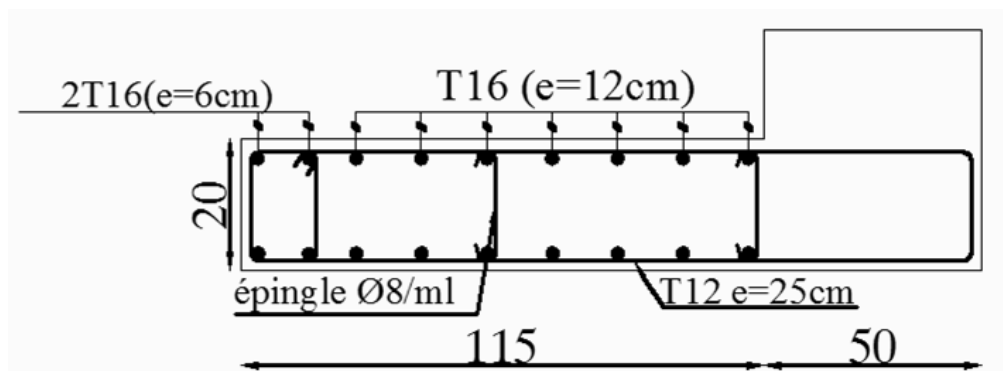


Figure 5-8 : Schéma de ferrailage du voile

CHAPITRE 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

6.1 Introduction

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

6.2 Choix de type des fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

La capacité portante du sol d'assise.

L'importance de l'ouvrage.

La distance entre axes des poteaux.

La profondeur du bon sol.

Selon le rapport du sol, qui situe la contrainte du sol à 1.8bars le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à -3m, du niveau de base. Le choix du type de fondation est conditionné par la stabilité de l'ouvrage et l'économie. On vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q + E$
- $0.8G \mp E$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$

6.2.1 Semelle isolée

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le SAP 2000V14.

S : surface d'appui de la semelle. $S=A \times B$

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

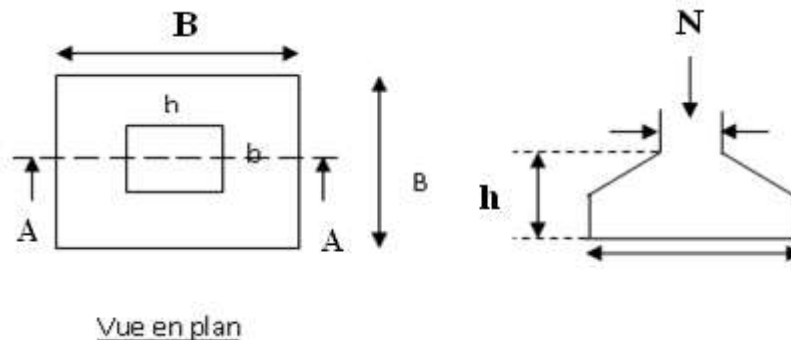


Figure 6 -1 : Semelle isolée de fondation

$N= 1672.158KN; \overline{\sigma}_{sol} = 1.8bars$

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

Semelle et poteau homothétiques :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B \dots \dots \dots (2) \text{ Avec } a, b \text{ dimensions du poteau}$$

On remplace (2) dans (1) ; on aura :

$$B \geq \sqrt{\frac{50 \times 1672.158 \times 10^2}{50 \times 1.8}} \Rightarrow B \geq 3.05m \Rightarrow B=3.10m$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens x-x' varie entre 3.4m et 4.4m et selon y-y' l'entraxe varie entre 1.7et 4,2 On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles. Donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

6.2.2 Les semelles filantes

Nous allons faire le calcul de la semelle sous poteaux comme suit :

$$\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

B : largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

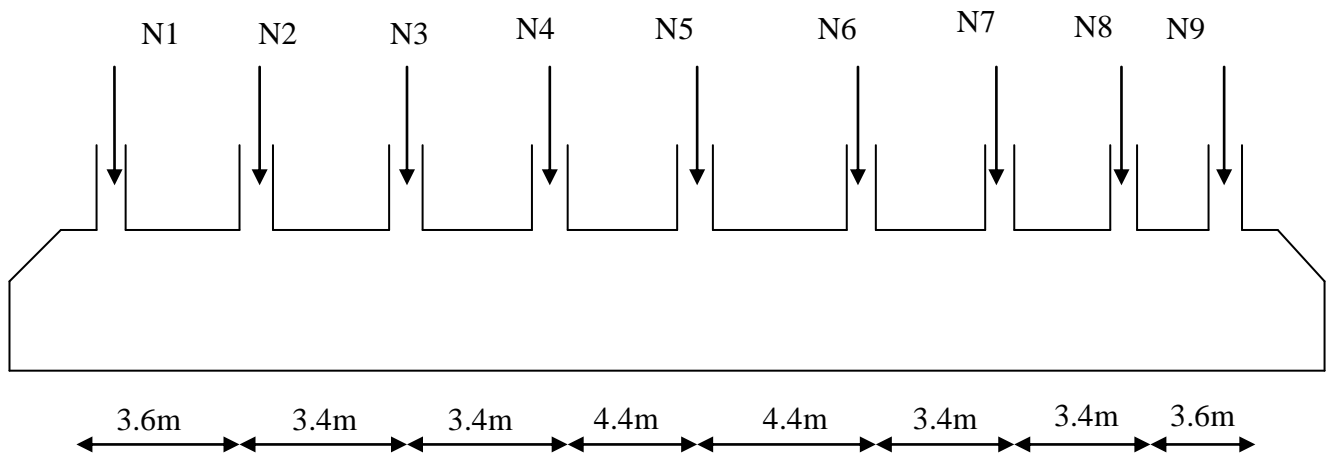


Figure 6-2 : Semelle filante

$N_1=1485.18\text{KN}$ $N_2=1161.62\text{KN}$ $N_3=1178.94\text{KN}$ $N_4=1393.54\text{KN}$ $N_5=1519.21\text{KN}$
 $N_6=1362.02\text{KN}$ $N_7=1191.18\text{KN}$ $N_8=1157.11\text{KN}$ $N_9=1549.84\text{KN}$

$$\sum N_i = 11998.64\text{KN}$$

$$\sum L_i = 29.90\text{m}$$

$$B_2 \geq \frac{11998.64 \times 10^{-2}}{1.8 \times 29.9} = 2.22\text{m}$$

Remarque

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, alors on va opter pour un radier général,

6.2.3 Radier général

La surface de l'ensemble des semelles est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \rightarrow S \geq \frac{53570.164 \times 10^{-2}}{1.8}$$

$$S \geq 297.61\text{m}^2$$

On a la surface du bâtiment est $S_{bat} = 345.35\text{m}^2$

$$S_{rad} = 297.61\text{m}^2 < S_{bat} = 345.35\text{m}^2$$

La surface des fondations représente 86% de la surface du bâtiment alors on utilise un radier générale avec une surface $S_{rad} = S_{bat} = 345.35\text{m}^2$, donc on n'a pas besoin de débord

a. Pré dimensionnement

- Condition de coffrage

h_n : Hauteur de la nervure.

h_d : Hauteur de la dalle.

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

$$\begin{cases} h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{440}{10} = 44cm \\ h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{440}{20} = 22cm \end{cases} \quad (a)$$

- **Condition de rigidité**

$$\frac{\pi}{4} \times L_e \geq L_{max}$$

L_e : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section de radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.

b : La largeur de la semelle.

On a:

$$I = \frac{bh^3}{12} \rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} \rightarrow h \geq 0.61m \quad (b)$$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- La hauteur de la nervure $h = 70 \text{ cm}$.
- La hauteur de la dalle du radier $h_d = 25 \text{ cm}$.

6.2.3.1 Les Vérifications nécessaires

6.2.3.1.1 Vérification de la poussée hydrostatique

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_\omega$

$$N = 53570.164 \text{ KN}$$

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité)

$H = 3 \text{ m}$, la hauteur d'ancrage du bâtiment

$S_{rad} = 345.35 \text{ m}^2$ (surface totale du radier).

$$\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$$

$$N = 53570.164 \text{ KN} \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_\omega = 15540.75 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

6.2.3.1.2 Vérification au poinçonnement

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Il faut vérifier que :

N_u : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité : $N = 1672.158KN$

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier :

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \quad A=B=50+70=120cm$$

$$U_c = 4.80m$$

$$0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4.8 \times 0.5 \times \frac{25}{1.5} = 1800KN$$

$$N_u = 1672.158KN < 1800 KN \quad \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque de poinçonnement

6.2.3.1.3 Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17MPa \quad \text{Avec } d=0.9h$$

On considère une bande de largeur $b = 1m$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} = 341.26KN$$

$$\tau_u = 0.54MPa < 1.17Mpa \quad \text{vérifiée}$$

La Condition est vérifiée donc on a pas besoins d'armatures transversales.

6.2.3.1.4 Vérification des contraintes dans le sol

Calcul des contraintes sous le radier :

- **Sens xx**

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{min}^{max} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} (X_G, Y_G)$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

M_y : Moment sismique à la base

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 4640.1651m^4 ; X_G = -0.10m$$

$$I_y = 20742.5956m^4 ; \text{ et } Y_G = 0.44m$$

$$M_x = 328511.15KN.m ; M_y = 615750.09KN.m$$

$$N=53570.164\text{KN}$$

$$\sigma_x^{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = 0.15\text{Mpa}$$

$$\sigma_x^{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = 0.15\text{Mpa}$$

σ_x^{max} et σ_x^{min} Son supérieur de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que

$$\sigma_{moy} = 0.15\text{MPa} < \overline{\sigma_{sol}}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx

- **Sens yy:**

$$\sigma_y^{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = 0.18\text{ Mpa}$$

$$\sigma_y^{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = 0.12\text{ Mpa}$$

$$\sigma_{moy} = 0.16\text{MPa} < \overline{\sigma_{sol}}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens yy

6.2.4 Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Calcul des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + P_u$$

Avec : N_u est l'effort normal ramené par la superstructure, et P_u le poids propre du radier

$$N_u=53570.164\text{KN}$$

Calcul de P_u :

$$\text{Poids propre du radier} = 0.25 * 25 = 6.25\text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow P_u = 1,35 * 6.25 = 8.44\text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + P_u = \frac{53570.164}{345.35} + 8.44 = 163.55\text{KN/m}^2$$

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité.

$$L_x=4.20\text{m}; L_y=4.40\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.95 > 0.4 \rightarrow \text{alors la dalle travaille selon deux sens}$$

- A P'ELU

$$\mu_x = 0.0410 \quad ; \mu_y = 0.8875$$

$$M_x = \mu_x q_u l_x^2 = 118.28 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 104.97 \text{ KN.m}$$

- Moment en travées

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 88.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y = 78.72 \text{ KN.m}$$

- Moment en appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 59.14 \text{ KN.m}$$

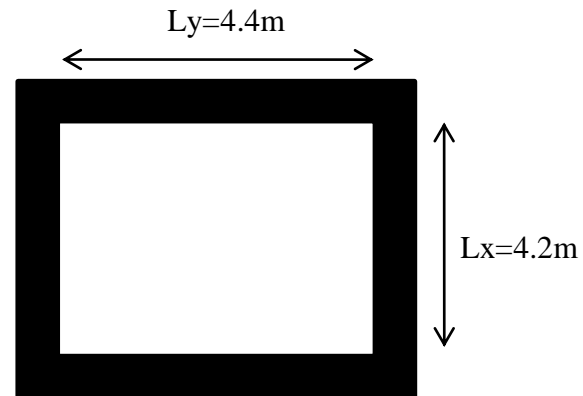


Figure 6-3: Dalle sur quatre appuis

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.25) \text{ m}^2$

- Condition de non fragilité

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$ la valeur minimale des armatures est :

$$A_{\min x} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 0.0008 \times (3 - 0.95) \times 100 \times \frac{25}{2} = 2.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 25 = 2 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6-1 : Tableau de ferrailage du radier

Localisation		Mt (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix /ml (cm ²)
Travée	x-x	88.71	12.13	2.05	14.07	7HA16
	y-y	78.72	10.68	2	10.78	7HA14
Appui		59.14	7.89	2.05	9.24	6HA14

Espacement des armatures

$$\text{Armatures // } L_x : St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures // } L_y : St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

6.2.4.1 Vérification

• A P'ELU

- Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau^{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 183.7 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{qu \times Ly}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 167.37 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.81 \text{MPa} \Rightarrow \tau^{adm} = 1.16 \text{MPa} \quad \text{v\u00e9rifi\u00e9e.}$$

Pas risque de cisaillement suivant les deux sens

- **A l'ELS**

$$\mu_x = 0.0483 \quad ; \mu_y = 0.9236$$

$N = 39081.06 \text{KN}$ le poids propre du radier est : $P_s = 6.25 \text{KN/m}$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + P_s = 119.41 \text{KN/m}^2$$

$$M_x = \mu_x Q_s l_x^2 = 101.73 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 93.96 \text{KN.m}$$

$$M_{tx} = 76.05 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 70.47 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -50.86 \text{KN.m}$$

- **Etat limite de compression du b\u00e9ton**

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

- **Les contraintes dans l'acier**

$$\sigma_s = \frac{15 M_{Sser}}{I} (d - Y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\mu f_{c28}}\right) = 201.6 \text{MPa} \dots (\text{FN} \Rightarrow \mu =$$

1.6 Acier HA)

Tableau 6-2: V\u00e9rification des contraintes

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Trav\u00e9e	XX	76.05	7.85	61420.63	9.71	272.09
	YY	70.47	7.06	50278.08	9.89	324.61
Appui		-50.86	6.63	44621.83	7.55	271.32

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas v\u00e9rifi\u00e9e donc on va recalculer les armatures \u00e0 l'ELS.

Les r\u00e9sultats sont r\u00e9sum\u00e9s dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6-3 : V\u00e9rification des contraintes nouvelle

Localisation		M _{ser} (KN.m)	β	α	A _{cal} (cm ²)	Choix /ml (cm ²)	Section (cm ²)	St (cm)
Trav\u00e9e	XX	76.05	0.0074	0.393	19.29	7HA20	21.98	20
	YY	70.47	0.0069	0.382	17.80	7HA20	21.98	20
Appui		-50.86	0.0049	0.332	12.60	7HA16	14.07	20

6.2.4.2 Schéma de ferrailage du radier

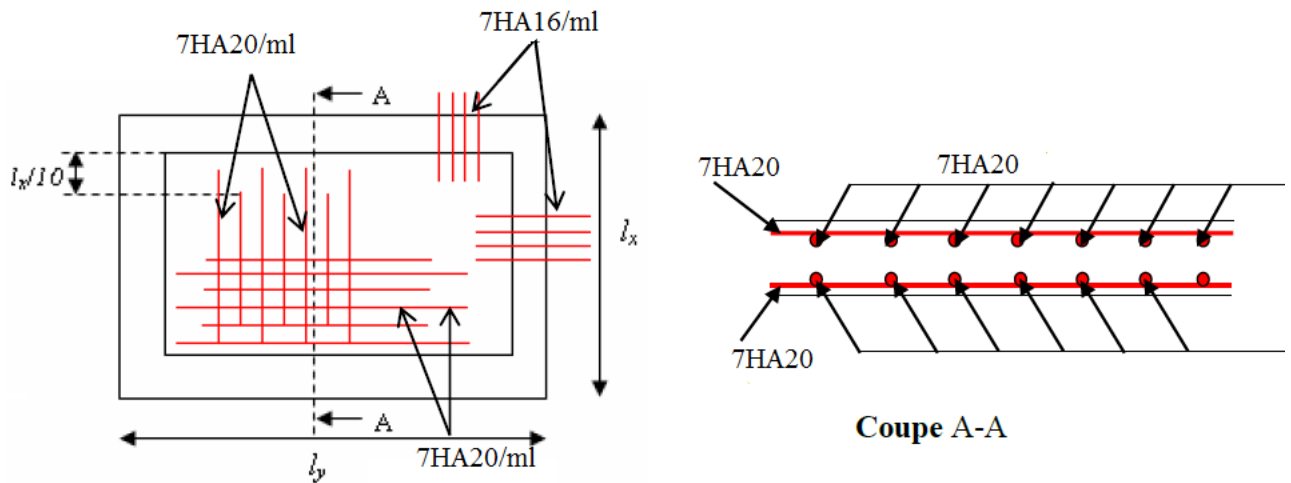


Figure 6.4 : Schéma de ferrailage du radier.

6.3 Les nervure

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier cependant la répartition des charges sur travée est triangulaire ou trapézoïdale, ceci est fortement dépendant des lignes de ruptures mais on procède à une simplification des calculs en les remplaçant par des charges équivalentes uniformément réparties.

- q_m : charge uniforme produisant le même moment maximum que la charge réelle.
- q_v : charge produisant le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

- **Charges trapézoïdales**

$$\begin{cases} q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_V = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

- **Charges triangulaires**

$$\begin{aligned} \checkmark \quad q_M = q_V = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}} \quad & \text{Si la poutre sur deux appuis support plusieurs charges} \\ \checkmark \quad q_M = \frac{2}{3} P l_x \text{ et } P_V = \frac{P}{2} l_x \quad & \text{si la poutre à une travée} \end{aligned}$$

Avec

l_{xd} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure.

l_{yd} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure.

l_{xg} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure.

l_{yg} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure.

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

$$q_u = 163.55 \text{KN/m}^2 \quad q_s = 119.41 \text{KN/m}^2$$

6.3.1 Calcul des sollicitations

- **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = -0.15 \times M_0$

- **Moment en travée**

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

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

$$\text{Tel que } x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{ql}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

Sens longitudinal (x-x):

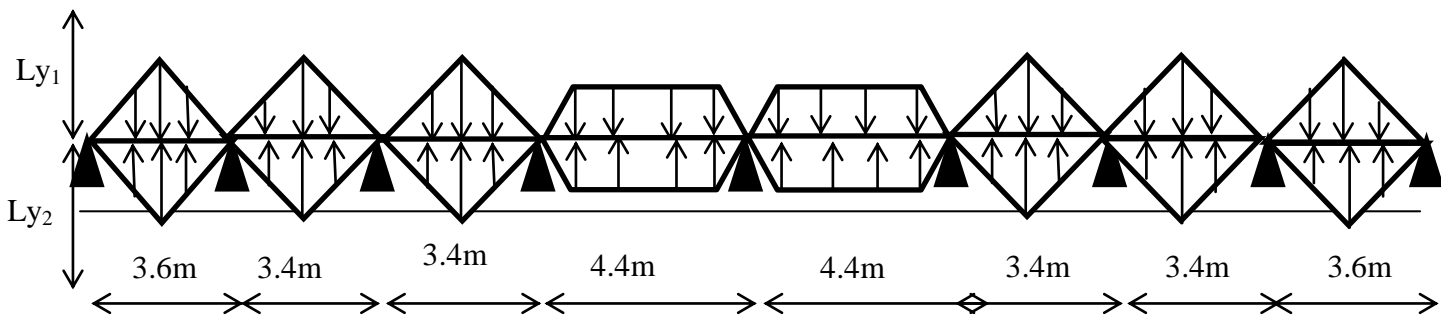


Figure 6-5 : Sollicitations sur les nervures longitudinales

Tableau 6-4 : Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal

Travée	P (KN/m)	M _a (KN .m)		M _i (KN.m)
		M _g	M _d	
A-B	785.04	-855.40	-855.40	427.70
B-C	741.42	-720.97	-720.97	338.41
C-D	741.42	-720.97	-720.97	338.41
D-E	476.73	-780.42	-780.42	375.75
E-F	476.73	-780.42	-780.42	375.75

F-G	741.42	-720.97	-720.97	338.41
G-H	741.42	-720.97	-720.97	338.41
H-I	785.04	-855.40	-855.40	427.70

Moment max : $\begin{cases} M_a = -855.40 \text{KN.m} \\ M_t = 427.70 \text{KN.m} \end{cases}$

$V^{\text{max}} = 1425.67 \text{KN}$

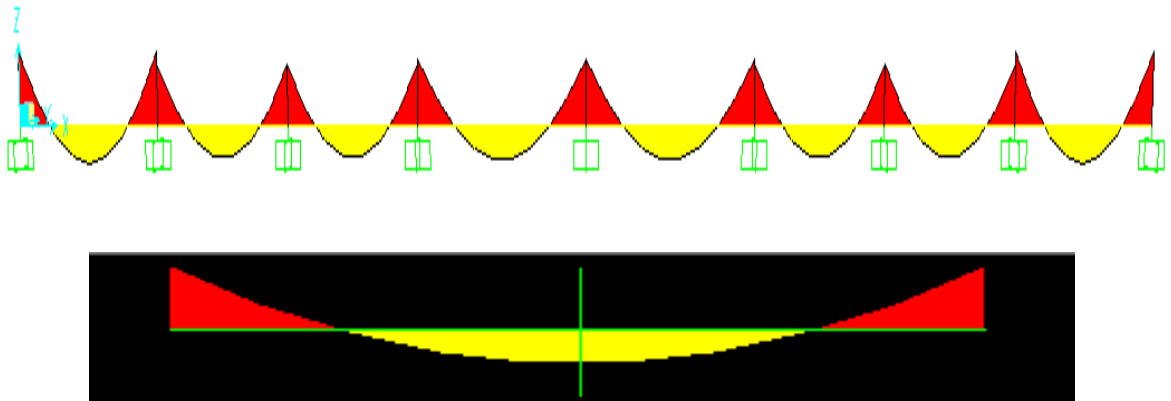


Figure6-6 : Diagramme des moments sens XX tirés par le SAP 2000.

Sens transversal (y-y) :

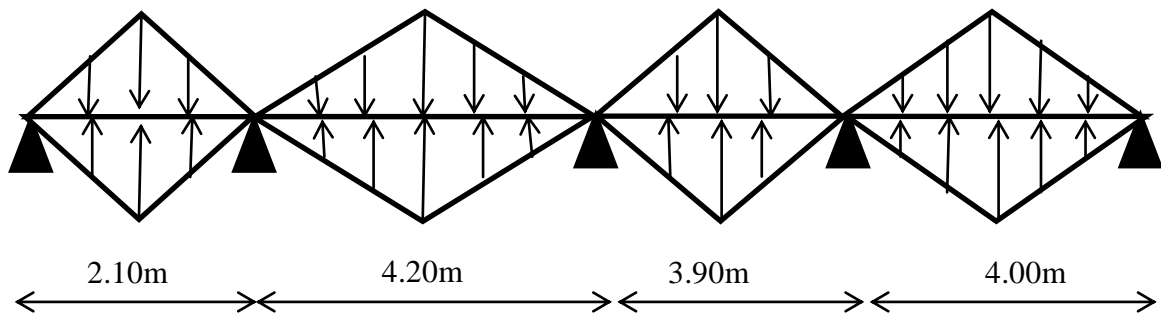


Figure6-7 : Sollicitations sur les nervures transversales

Tableau 6.5 : Sollicitations sur la nervure dans le sens transversale

Travée	P (KN/m)	M _a (KN.m)		M _t (KN.m)
		M _g	M _d	
A-B	457.94	-170.87	-170.87	72.56
B-C	915.88	-1356.63	-1356.63	653.19
C-D	850.46	-1086.83	-1086.83	543.41
D-E	872.26	-1172.34	-1172.34	586.17

$$\text{Moment max : } \begin{cases} M_a = -1356.63 \text{KN.m} \\ M_t = 653.19 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$V^{\text{max}} = 1938.05 \text{KN}$$

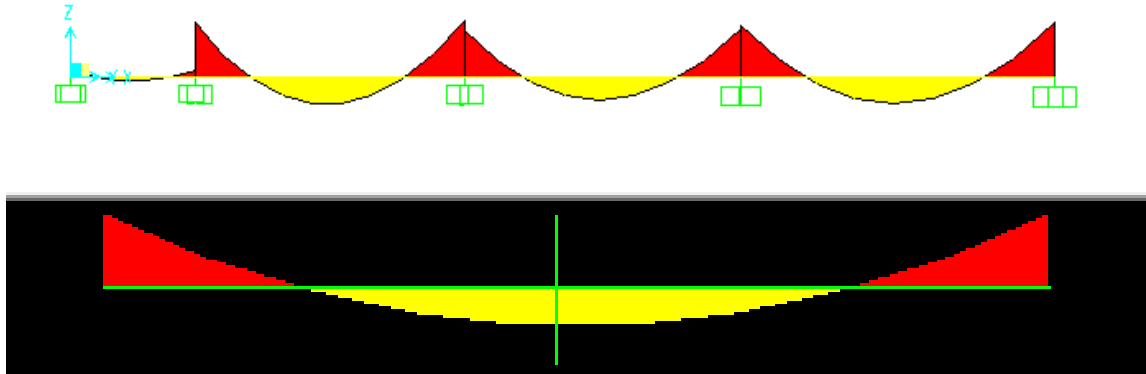


Figure 6-8 : Diagramme des moments sens YY tirés par le SAP 2000

6.3.2 Ferrailage des nervures

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h = 0.7 \text{m}$$

$$h_0 = 0.25 \text{m}$$

$$b_0 = 0.5 \text{m}$$

$$d = 0.65 \text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}; \frac{L_x}{2}\right) \rightarrow b_1 \leq \min(0.41; 1.95)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq 0.41 \text{m}$$

On prend $b_1 = 40 \text{cm}$ Donc : $b = 2b_1 + b_0 = 1.30 \text{m}$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-après :

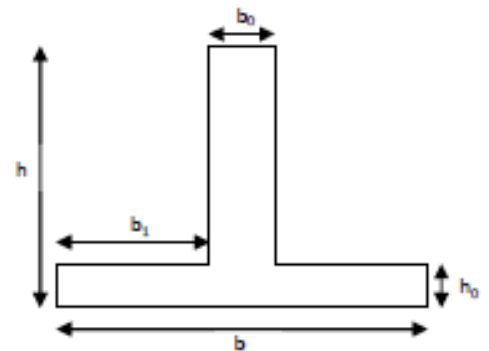


Figure 6-9: Section à ferrailer

Tableau 6-6: Résumé des résultats de ferrailage.

Sens	localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
X-X	Travée	427.70	19.46	10.20	25.76	5HA20+5HA16
	Appui	-855.40	40.18	10.20	40.25	5HA25+5HA20
Y-Y	Travée	653.19	30.21	10.20	30.41	9HA16+8HA14
	Appui	-1356.63	66.41	10.20	67.54	8HA25+9HA20

6.3.3 Vérifications

6.3.3.1 A L'ELU

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau^{adm} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6-7 : Vérification de l'effort tranchant.

Sens	V _u (KN)	τ_u (MPa)	τ^{adm} (MPa)	Observation
X-X	1425.67	1.68	2.5	Vérifiée
Y-Y	1938.05	2.29	2.5	Vérifiée

- A L'ELS

– État limite de compression du béton

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

-Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{15 M_{Sser}}{I} (d - Y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\mu f_{c28}}\right) = 201.6 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6-8 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	313.28	16.90	1103140.62	4.79	15	204.89	201.6
	Appui	-626.57	20.36	1568836.1	8.13	15	267.42	201.6
Y-Y	Travée	478.23	18.13	1260304.14	6.87	15	266.77	201.6
	Appui	-993.26	24.97	2298041.1	10.79	15	351.45	201.6

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on recalcule la section des aciers à L'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6-9: Vérification des contraintes nouvelles

localisation		M _{ser} (KN.m)	β	α	A _{cal} (cm ²)	Choix (cm ²)	A _{opté} (cm ²)
X-X	Travée	313.28	0.0028	0.260	26.17	6HA20+6HA16	30.91
	Appui	-626.57	0.0056	0.351	54.15	12HA25	58.90
Y-Y	Travée	478.23	0.0043	0.314	40.76	6HA25+6HA20	48.30
	Appui	-993.26	0.0089	0.423	8	12HA32	96.51

- Armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_t^{max}\right) \rightarrow \phi_t \geq (2,5,32)$$

Soit $\phi_t = 10mm$

- Espacements des aciers transversaux :

$$A_t = 3 \text{ cadres } \phi_{10} = 6\phi_{10} = 4.74 \text{ cm}^2$$

$$1) St \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) \rightarrow St \leq 40\text{cm}$$

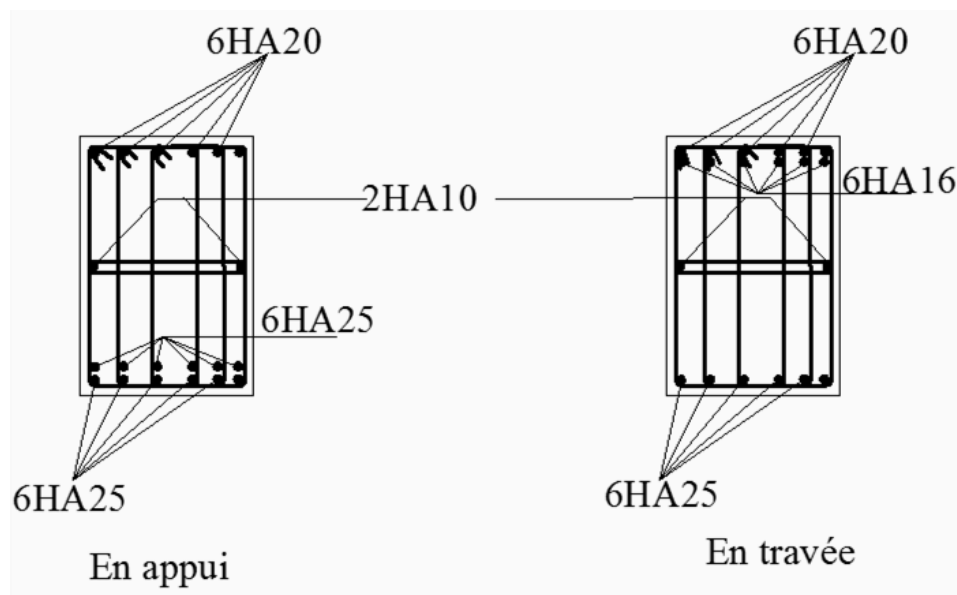
$$2) St \leq (A_t \cdot f_e) / (0.4 \cdot b_0) \rightarrow St \leq 94.8\text{cm}$$

$$3) St \leq (0.8 A_t \cdot f_e) / [b_0 \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})] \rightarrow St \leq 18.69\text{cm}$$

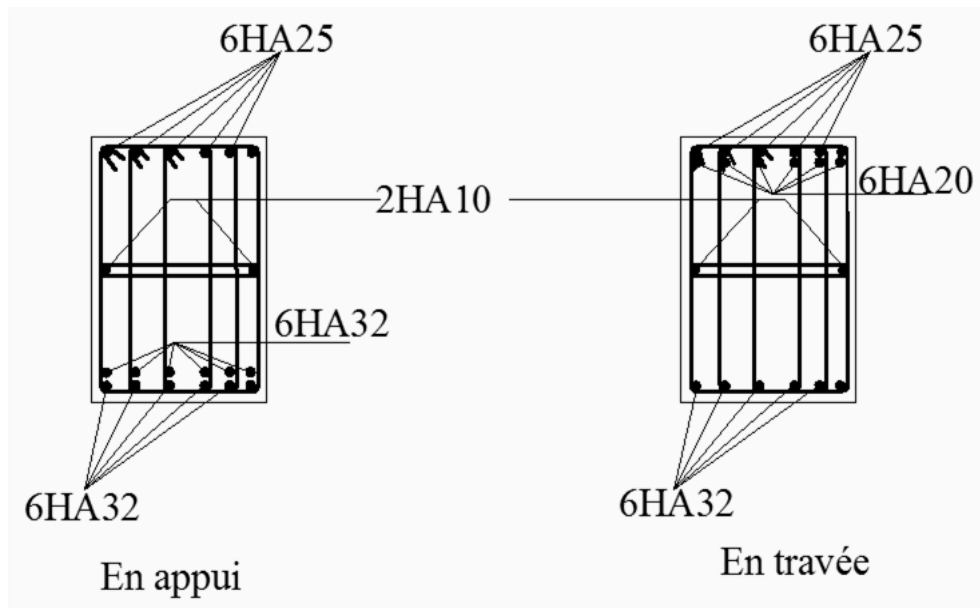
Soit $St = 15\text{cm}$

6.3.4 Schémas de ferrailage des nervures

Sens X-X



Sens Y-Y

**Figure 6-10:** Schéma de ferrailage des nervures

Conclusion

L'expérience dans le domaine de projet de fin d'étude nous a incités non seulement à connaître toutes les étapes de calcul d'un bâtiment, mais aussi à se documenter et à enrichir nos connaissances et D'utiliser les moyens de conceptions et de modélisations sur machine à savoir: AUTO CAD, SAP2000, et quelques applications sans oublier les différentes étapes à suivre pour l'étude génie civil afin de réaliser une construction dans les normes.

Le projet nous a aussi permis de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, et cela est principalement dû aux ouvertures dans la bâtisse. Plusieurs dispositions ont été testées dans le but d'avoir une bonne répartition de charges entre les portiques et les voiles, ainsi qu'un bon comportement de la structure afin d'éviter les effets de torsion. La vérification de la condition d'interaction entre les voiles et les portiques exigée par le Règlement Parasismique Algérien pour le contreventement mixte a conduit à l'augmentation de la section des poteaux ainsi que la réduction des efforts internes et donc le ferrailage avec le minimum réglementaire donné par le Règlement Parasismique Algérien. Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

L'objectif primordial, pour l'ingénieur est dans la meilleure maîtrise du rapport coût/sécurité, par une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales.

Bibliographie

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3^{ème} et 4^{ème} année Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

ANNEXE I

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	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

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre en mm

Ø	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	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
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	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Annexe II

$\rho = 0.8$

	$\frac{u}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
<i>Valeurs de M_1</i>	0,0	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
	0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
	0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075
	0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,073
	0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069
	0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066
	0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061
	0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057
	0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053
	0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049
	1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045
<i>Valeurs de M_2</i>	0,0	—	0,282	0,231	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
	0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,145	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,083
	0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
	0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
	0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,058
	0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,063	0,057	0,053	0,047
	0,6	0,079	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,058	0,055	0,051	0,047	0,043
	0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038
	0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033
	0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029
	1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux max	Course maxi en m	Dimensions de cabine	Passage libre de porte	Dimensions de gaine	Profondeur de cuvette (2)	
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	HSG
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
	1,60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
800 11 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
	1,60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
1000 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
	1,60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
1250 16 pers.	1,00	2 v	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
		Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
		ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
	1,60	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
1600 21 pers.	1,00	2 v	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
		Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
	1,60	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320		

Notes: Toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indications contraires. (1) Les profondeurs de cuvette et hauteur sous dalle sont indiquées suivant la norme NF EN 81-11. Figurent en italique les valeurs de l'échelle de documentation P 82-208. (2) ACVF = Variation continue de fréquence. (3) La puissance est calculée suivant la norme C.15-100 et C.15-105. Dy MV = Dynatronic - vitesse continue de vitesse. TD 2 = Transtronique - variation de tension sans frein.

Caractéristiques générales

Disposition	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31)	Manœuvre	collective descente sélective, à analyse permanente de trafic
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	à ouverture centrale trafic intense
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN			
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM	
					In	Id	In	Id					
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	67	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	□	□	□	□	□	28000	11000	2000
490	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100	□	□	□	□	□	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	460	220	150 x 120	□	□	□	□	□	32000	12000	2500
530	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	14000	3000
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100	□	□	□	□	□	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	66	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	□	□	□	□	□	36000	14000	3000
540	440	260	520	240	200 x 120	□	□	□	□	□	38000	18000	5000
590	440	260	520	280	230 x 140	□	□	□	□	□	38000	19500	7000



Symbolisé par le Comité National de Liaison pour la Réhabilitation des Handicapés
autorisé (emploi n° 0011). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 91-201 et
accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises de la courbe d'un document général.
S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre
contact avec votre correspondant Schneider habituel.

Chapitre 1

Chapitre 2

Chapitre 3

Chapitre 4

Chapitre 5

Chapitre 6

Conclusion

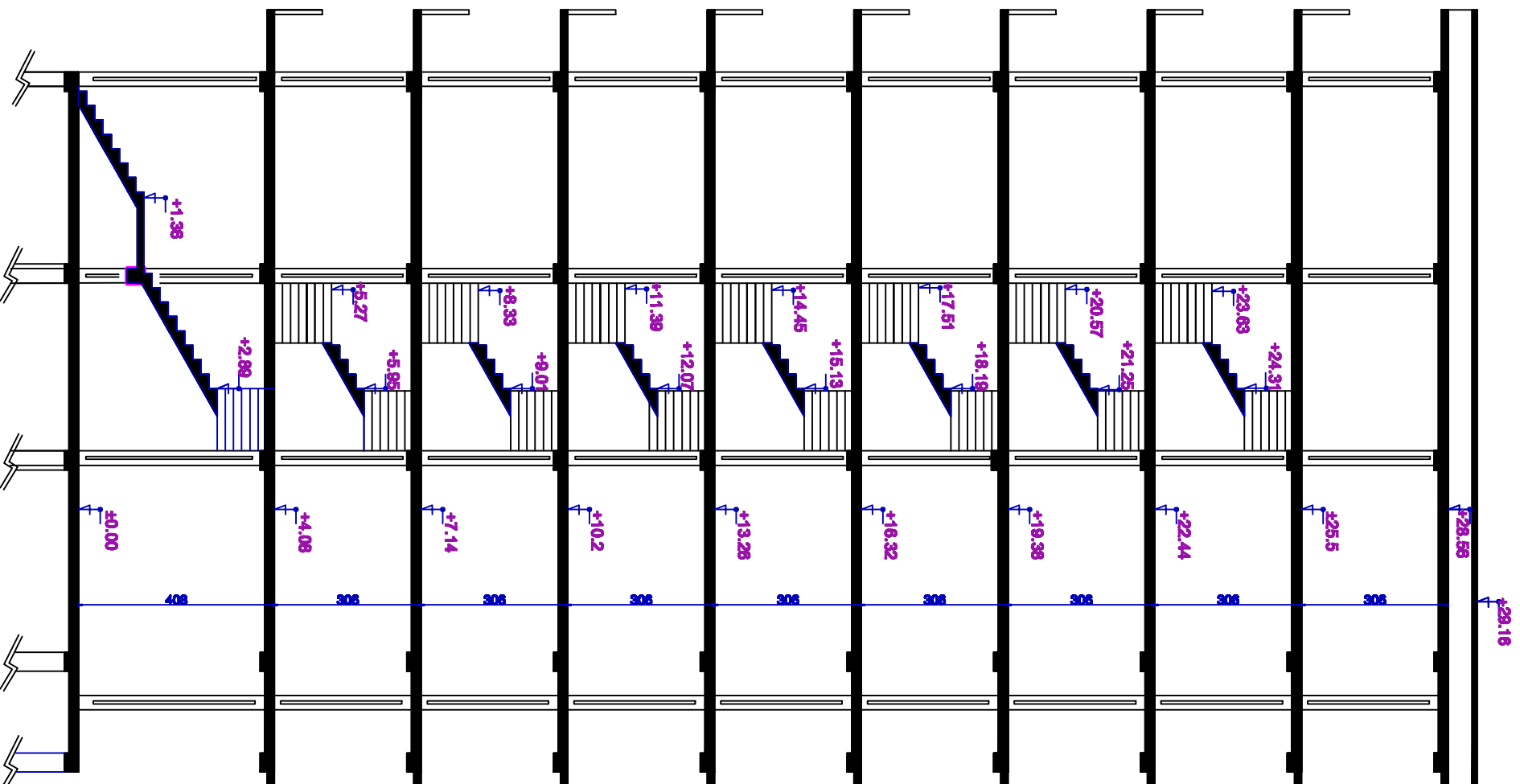
Générale

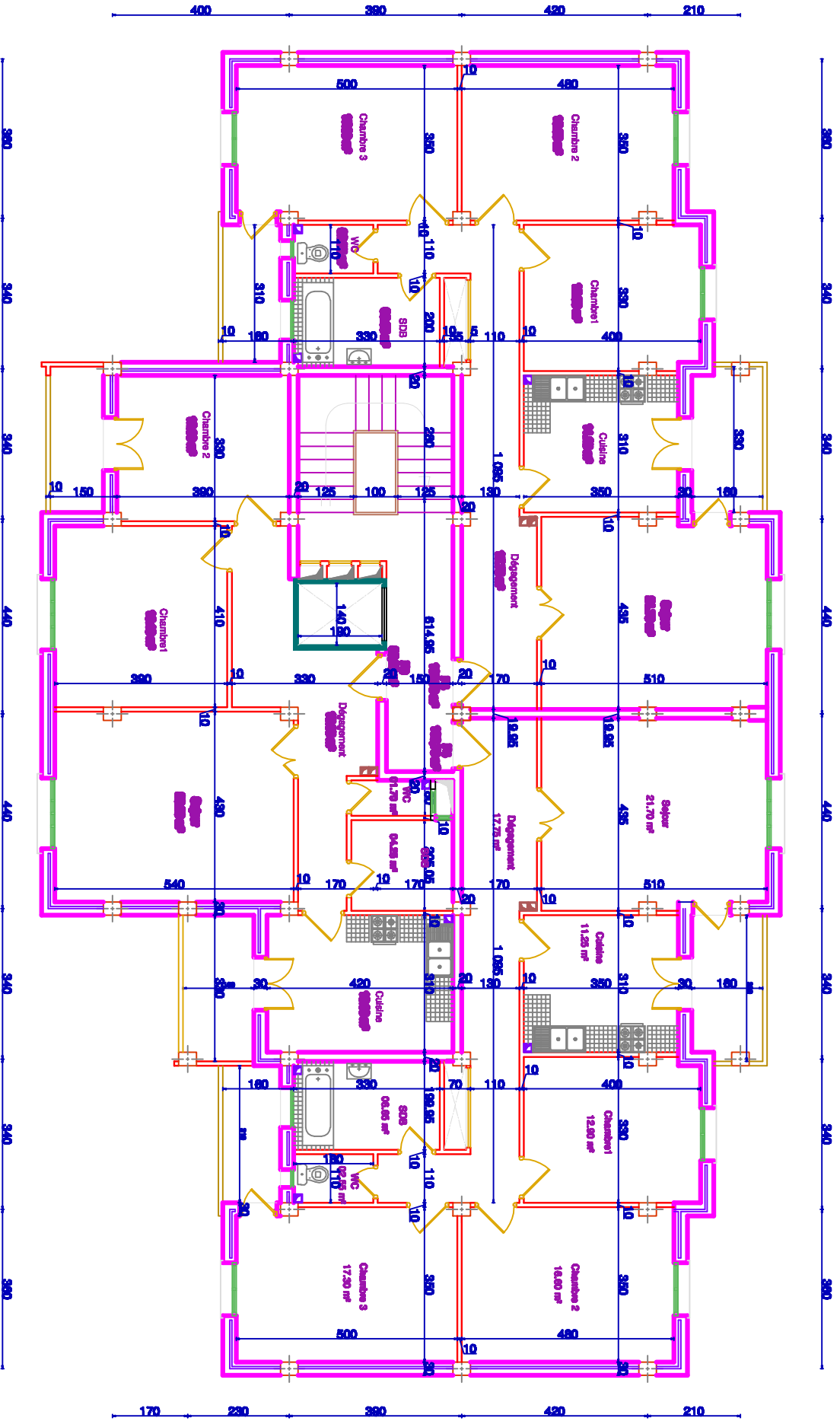
Introduction

Bibliographie

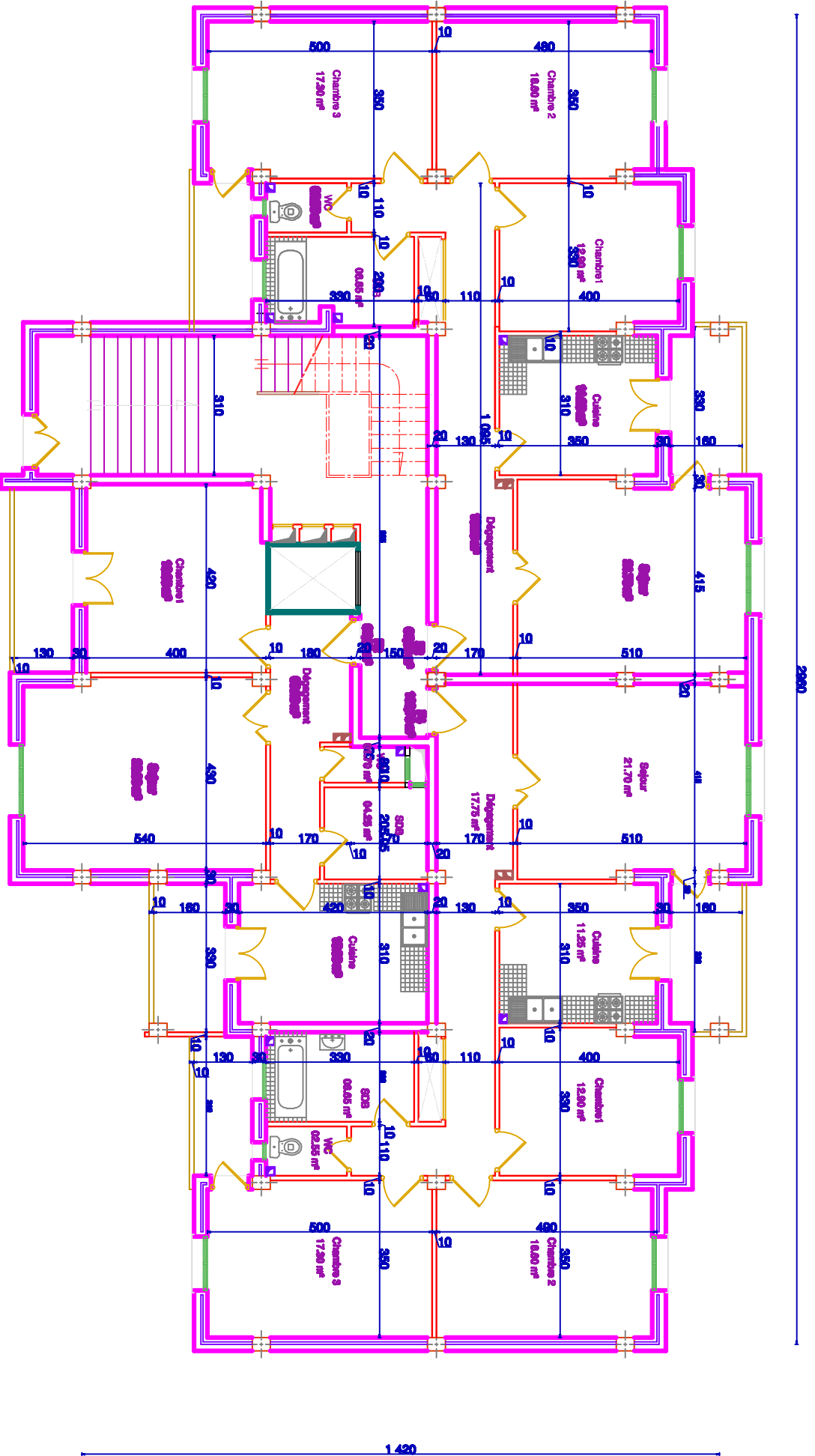
Annexes

Coupe A-A ECH1/50





**Plan de l'étage courant
sur 08 niveaux**



Plan du rez-de-chaussée

Plan de terrasse

