



جامعة بجاية  
Tasdawit n'Bgayet  
Université de Béjaïa

**République Algérienne Démocratique et Populaire**

*Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche*

*Scientifique Université Abderrahmane MIRA- Bejaia*

*Faculté de la technologie*

*Département de Génie Civil*

***Mémoire de fin d'études***

En vue de l'obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil

**Option : Structures**

***Thème***

***Etude d'un bâtiment (R+8+sous-sol) à usage  
d'habitation***

**Présenté par :**

**M<sup>lle</sup> : IDIRI Yasmina**

**Encadré par :**

**M<sup>me</sup> : M<sup>me</sup> SGHIR**

**Jury:**

**Mme CHIKH AMER**

**MR MEZIANI**

**Promotion 2021-2022**

## Remerciements

*À l'issue du cycle de ma formation je tiens à remercier  
dieu le tous puissant.*

*Mes remerciements les plus sincères vont à:*

*Madame Sghir Pour ces conseils précieux  
et son suivis qu'elle ma prodigué  
durant tout mon travail*

*Mes vifs remerciements vont aux membres*

*De jury pour avoir accepté de juger*

*Mon présent travail*

*En fin toute personne qui a participé de prés*

*Ou de loin à l'accomplissement de ce mémoire*

*Soit sincèrement remerciée et les enseignants qui ont  
participé*

*à ma formation soient sincèrement remerciés*

# Dédicaces

Je dédie ce mémoire à :

Mes parents

Ma mère qui a tous sacrifié pour moi et mon frère, qui m'a comblé de son amour, qui m'a appris que les bonnes choses dans la vie n'arrivent pas facilement, qui m'a toujours soutenu et conseillé, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mon éternelle gratitude

Mon père, a ce bel homme qui a toujours été, et restera toujours mon exemple et mon idole, à mon super-héros qui a sacrifié tous ce qu'il pouvait pour nous voir heureux, je te remercie pour les valeurs nobles et pour ton éducation.

Mes amis venus du ciel, j'aurais besoin de toute une vie pour vous remercier et vous décrire combien je vous aime.

## Notation et symboles

### 1. Majuscules Romaines

$A$ (ou $A_s$ ou $A_l$ )	: Aire d'une section d'acier (longitudinal)
$A_t$	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
$B$	: Aire d'une section de béton
$E_s$	: Module de Young de l'acier
$E_{ij}$	: Module de Young instantané a l'âge de $j$ jours
$E_{vj}$	: Module de Young diffère à l'âge de $j$ jours
$F$	: Force ou action en général
$I_1$	: Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
$M_{ser}$	: Moment fléchissant de calcul de service
$M_u$	: Moment fléchissant de calcul ultime
$N_{ser}$	: Effort normal de calcul de service
$N_u$	: Effort normal de calcul ultime
$P$	: Action permanente
$Q$	: Action d'exploitation
$V_u$	: Effort tranchant de calcul ultime
$a$	: Largeur d'un poteau ou d'un voile
$b$	: Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
$b_0$	: Largeur de l'âme d'une poutre
$d$ (et $d_0$ )	: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
$e$	: Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
$f_e$	: Limite d'élasticité de l'acier
$f_{cj}$	: Résistance caractéristique à la compression du béton âge de $j$ jours
$f_{tj}$	: Résistance caractéristique à la traction du béton âge de $j$ jours
$g$	: Charge permanente unitaire
$h$	: Hauteur d'une poutre, d'une fondation
$h_0$	: Hauteur du talon d'une poutre
$h_1$	: Hauteur du hourdis d'une poutre
$j$	: Nombre de jours de maturité du béton
$L$	: Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
$L_f$	: Longueur de flambement.

$n$	: Coefficient d'équivalence acier-béton.
$q$	: Charge permanente unitaire.
$S_t$	: Espacement des armatures transversales.
$y_1$	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
$y_u$	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
$z$ (ou $z_b$ )	: Bras de levier du couple de flexion.
$\alpha_u$	: Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
$\gamma_s$	: Coefficient partiel de sécurité sur l'acier ( <i>gamma</i> ).
$\gamma_b$	: Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
$\epsilon_{bcmax}$	: Déformations maximale du béton comprimé ( <i>epsilon</i> ).
$\epsilon_{st}$	: Déformations des armatures tendues.
$\epsilon_{sc}$	: Déformations des armatures comprimées.
$\eta$	: Coefficient de fissuration relatif à une armature ( <i>eta</i> ).
$\lambda$	: Elancement mécanique d'une pièce comprimée ( <i>lambda</i> ).
$\mu_{ser}$	: Moment ultime réduit à l'ELS ( <i>mu</i> ).
$\mu_u$	: Moment ultime réduit à l'ELU.
$\nu$	: Coefficient de poisson ( <i>nu</i> ).
$\rho$	: Rapport de la section d'acier sur celle du béton ( <i>rho</i> ).
$\sigma$	: Contrainte normale ( <i>sigma</i> ).
$\sigma_{bc}$	: Contrainte maximale du béton comprimé.
$\sigma_{st}$	: Contrainte dans les aciers tendus.
$\sigma_{sc}$	: Contrainte dans les aciers comprimés.
$\tau$	: Contrainte tangente ( <i>tau</i> ).
$\tau_u$	: Contrainte tangente conventionnelle.
$\tau_s$	: Contrainte d'adhérence.
$\tau_{se}$	: Contrainte d'adhérence d'entraînement.
$\varphi$	: Coefficient de fluage ( <i>phi</i> ).
$\Phi_l$	: Diamètre d'une armature longitudinale.
$\Phi_t$	: Diamètre d'une armature transversale.
$\psi_s$	: Coefficient de scellement relatif à une armature ( <i>psi</i> ).

# **Table de matière**

## Table des matières

Remerciements

Dédicaces

Notation et symboles

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale..... 1

Chapitre I: Généralités

Introduction ..... 2

I.1 Présentation du projet..... 2

I.2 Caractéristique du sol ..... 2

I.3 Règlements et normes utilisés ..... 2

I.4 Les états limites (BAEL91)..... 2

I.4.1 Définition..... 2

I.4.2 Hypothèses de calcul aux états limites ..... 3

I.5 Caractéristiques mécaniques ..... 3

I.5.1 Béton..... 3

I.5.2 Acier..... 7

I.6 Actions et sollicitations ..... 9

I.6.1 Actions ..... 9

I.6.2 Sollicitations ..... 10

I.6.3 Différentes combinaisons d'action données par le RPA..... 10

Conclusion..... 11

Chapitre II: Prédimensionnement des éléments structurants

Introduction ..... 12

II.1 Pré dimensionnement des éléments secondaires..... 12

II.1.1 Les planchers..... 12

II.1.2 Les escaliers ..... 15

II.2 Pré dimensionnement des éléments principaux ..... 18

II.2.1 Poutres..... 18

II.2.2 Les voiles..... 19

II.2.3 L'acrotère ..... 19

II.3 Evaluation des charges et surcharges ..... 20

II.3.1 Evaluation des charges sur les planchers ..... 20

II.3.2 Evaluation des charges du palier.....	22
II.3.3 Evaluation des charges de la volée.....	22
II.3.4 Evaluation des charges pour murs extérieures.....	23
II.3.5 Evaluation des charges pour murs intérieures.....	23
II.3.6 Poids propre des poteaux.....	23
II.4 Descente de charges.....	24
II.4.1 Pré dimensionnement du Poteau à l'ELU.....	25
II.4.2 Poids des poutres.....	27
II.4.3 Descente charge pour le poteau.....	27
II.5 Vérification du poteau.....	29
II.6 Vérification des exigences du RPA99v2003.....	32
Conclusion.....	33
Chapitre III: Etude des éléments secondaires	
Introduction.....	34
III.1 Etude des poutrelles.....	34
III.1.1 Méthodes de calcul.....	34
III.1.2 Les différents types des poutrelles :.....	35
III.1.3 Calcul des moments et des efforts tranchants dans les poutrelles.....	36
III.1.4 Application de la méthode de Caquot pour le deuxième type de plancher étage courant.....	41
III.1.5 Ferrailage des poutrelles.....	47
III.1.6 Vérification de la condition de non fragilité.....	47
III.1.7 Ferrailage des poutrelles des différents niveaux.....	48
III.1.8 Vérifications nécessaires.....	49
III.1.9 Calcul des contraintes.....	52
III.1.10 Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.....	55
III.2 Les dalles pleines.....	56
III.2.1 Dalle sur un seul appuis (panneau de dalle 1).....	56
III.2.2 Ferrailage.....	56
III.2.3 Vérification de l'espacement.....	57
III.2.4 Vérification de l'effort tranchant.....	57
III.2.5 Vérifications à l'ELS.....	58
III.2.6 Dalle sur deux appuis.....	59
III.2.7 Ferrailage.....	60
III.2.8 Vérification de l'espacement :.....	60

III.2.9 Vérification de l'effort tranchant .....	60
III.2.10 Vérifications à l'ELS .....	61
III.2.11 Schéma de ferrailage.....	63
III.2.12 Dalle sur quatre appuis.....	63
III.2.13 Ferrailage .....	64
III.2.14 Vérification a L'ELS.....	65
III.2.15 Etat limite de déformation .....	66
III.3 Etude des escaliers.....	68
III.3.1 Les Volées 1 et 3 .....	68
III.3.2 La volée deuxième .....	73
III.3.2.1 Ferrailage .....	73
III.4 Etude de la poutre brisée .....	75
III.4.1 Dimensionnement .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.4.2 Calcul à la flexion simple .....	76
III.4.3 Vérification de la contrainte de cisaillement.....	77
III.4.4 Vérifications à l'ELS .....	77
III.4.5 Ferrailage globale .....	79
III.4.6 Schéma de ferrailage.....	79
III.5 Etude de la poutre de chaînage .....	79
III.5.1 Dimensionnement .....	79
III.5.2 Calcul les sollicitations .....	80
III.5.3 Ferrailage .....	81
III.5.4 Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1).....	81
III.5.5 Vérifications à l'ELS .....	81
III.5.6 Vérification de la flèche.....	81
III.5.7 Schéma de ferrailage.....	82
III.6 Etude de l'ascenseur .....	82
III.6.1 Evaluation des charges et surcharges .....	82
III.6.2 Ferrailage .....	84
III.7 Etude de l'acrotère.....	87
III.7.1 Evaluation des charges et surcharges .....	87
III.7.2 Calcul des sollicitations .....	87
III.7.3 Ferrailage .....	88
III.7.4 Les sollicitations de calcul .....	89

III.7.5 Ferrailage de l'acrotère .....	89
III.7.6 Vérification .....	90
III.7.7 Schéma de ferrailage.....	91
Conclusion.....	91
Chapitre IV: Etude dynamique	
Introduction .....	92
IV.1 Modélisation .....	92
IV.2 Méthodes de calcul .....	92
IV.2.1 Présentation de la méthode modale spectrale.....	93
IV.2.2 La période fondamentale de la structure T .....	95
IV.3 Disposition des voiles .....	96
IV.4 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique .....	97
IV.4.1 Périodes de vibration et taux de participation des masses modales .....	97
IV.4.2 Justification de l'interaction voiles-portiques .....	99
IV.4.3 Vérification de la résultante des forces sismiques .....	100
IV.4.4 Vérification de l'effort normal réduit.....	101
IV.4.5 Justification vis à vis des déformations.....	102
IV.4.6 Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ .....	103
Conclusion.....	104
Chapitre V: Etude des éléments structuraux	
Introduction .....	105
V.1 Etude des poteaux .....	105
V.1.1 Recommandation du RPA99v2003.....	106
V.1.2 Les sollicitations dans les poteaux.....	108
V.1.3 Ferrailage des poteaux.....	108
V.1.4 vérification.....	110
V.2 Etude des poutres .....	114
V.2.1 Ferrailage.....	114
V.2.2 Vérification des armatures selon le RPA99/2003 .....	116
V.2.3 Les armatures transversales .....	116
V.2.4 Vérification à l'ELU .....	117
V.2.5 Vérification à l'ELS.....	118
V.2.6 Vérification des zones nodales : .....	119
V.2.7 Schéma de ferrailage des poutres .....	121

V.3 Etude des voiles.....	122
V.3.1 Les recommandations du RPA99.....	122
V.3.2 Sollicitation de calcul : .....	123
V.3.3 Ferrailage.....	124
Conclusion.....	131
Chapitre VI: L'infrastructure	
Introduction .....	132
VI.1 Critère de choix du Type des fondations .....	132
VI.2 Dimensionnement des fondations .....	132
VI.3 Dimensionnement du radier général.....	133
VI.4 Etude des nervures.....	141
VI.4.1 Calcul des charges reprise par les nervures .....	142
VI.4.2 Ferrailage des nervures .....	145
VI.4.3 Vérification à l'ELU .....	146
VI.4.4 Vérification des contraintes à l'ELS .....	146
VI.4.5 Schéma de ferrailage .....	147
VI.5 Etude du voile périphérique .....	147
VI.5.1 Caractéristique géotechnique du sol .....	147
VI.5.2 Evaluation des charges et surcharges.....	148
VI.5.3 Ferrailage du voile .....	148
VI.5.4 Vérification de l'effort tranchant .....	150
VI.5.5 Vérification à l'ELS :.....	150
VI.5.6 Schéma de ferrailage du voile périphérique .....	151
Conclusion générale .....	152
Bibliographie	
Annexes	
Plans architecturaux	

## Liste des figures

Figure I-1 : Evolution de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton.....	4
Figure I-2 :diagramme contrainte-déformation : ELU.....	5
Figure I-3 :Diagramme Contrainte-déformation : ELS.....	6
Figure II-1 :Plancher à corps creux.....	13
Figure II-2:Coupe transversale d'une poutrelle.....	13
Figure II-3 : dispositions des poutrelle 1 <sup>er</sup> etage.....	13
Figure II-4 : dispositions des poutrelle 2 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup> étage.....	14
Figure II-5 :panneau D1.....	14
Figure II-6 :panneau D2.....	15
Figure II-7:panneau D3.....	15
Figure II-8:les différents éléments constituant un escalier.....	15
Figure II-9: Vue en plan de l'escalier de l'étage courant.....	16
Figure II-10 : schéma statique de la 1 <sup>er</sup> et la 2 <sup>ème</sup> volées d'escalier.....	16
Figure II-11: Coupe de voile .....	19
Figure II-12 :Coupe transversale de l'acrotère.....	19
Figure II-13 : Schéma de dégression des surcharges.....	25
Figure III-1: Coupe transversale d'une poutrelle.....	36
Figure III-2 :poutrelle de type 5.....	37
Figure III-3 :Poutrelle de type 3.....	40
Figure III-4:Poutrelle de type 1.....	43
Figure III-5 :Poutrelle de type 2 .....	44
Figure III-6 : Poutrelle de type 3.....	44
Figure III-7 : Poutrelle de type 4.....	45

Figure III-8 : Poutrelle de type 5.....	45
Figure III-9 : Poutrelle de type 6.....	46
Figure III-10 : Poutrelle de type 7.....	46
Figure III-11 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	56
Figure III-12 Schéma de dalle sur un seul appui.....	56
Figure III-13:Schéma de ferrailage.....	59
Figure III-14:Schéma de dalle sur deux appuis.....	59
Figure III-15:Schéma de ferrailage.....	63
Figure III-16:Schéma de dalle sur quatre appui.....	63
Figure III-17:Schéma de ferrailage.....	68
Figure III-18: Schéma statique de l'escalier.....	68
Figure III-19: Schéma de ferrailage du volées 1et3.....	72
Figure III-20:Schéma statique de l'escalier.....	73
Figure III-21:Schéma de ferrailage de la volée deux.....	75
Figure III-22 :Armature longitudinales en torsion.....	78
Figure III-23:Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	79
Figure III-24:Schéma de la poutre de chaînage.....	79
Figure III-25:Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	82
Figure III-26: Les dimensionnement de l'ascenseur.....	83
Figure III-27:Schéma représentatif de la surface d'impact.....	86
Figure III-28:ferrailage de la dalle salle machine.....	87
Figure III-29: L'acrotère.....	89
Figure III-30:Section de l'acrotère soumise à la flexion composée.....	91
Figure III-31:Schéma de ferrailage.....	91

Figure IV-1:plan de disposition des voiles de contreventement.....	96
Figure IV-2:mode de vibrations -translation suivant l'axe X.....	98
Figure IV-3:mode de vibrations -translation suivant l'axe y.....	
Figure IV-4 :mode de vibrations -rotation autour de l'axe z.....	99
Figure IV-5:spectre de réponse (selon X et Y).....	101
Figure V-1:zone nodale.....	106
Figure V-2: Dispositions des armatures des poteaux.....	106
Figure V-3:Section d'un poteau.....	111
Figure V-4:Dispositions constructives des portiques.....	115
Figure V-5:la zone nodale .....	119
Figure V-6 :Schéma de ferrailage des poutres principales.....	121
Figure V-7 :Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	122
Figure V-8 :Schéma de ferrailage des poutres principales RDC.....	122
Figure V-9 : Schéma d'un voile plein.....	125
FigureV-10: schéma de ferrailage du voile Vx3 du sous-sol.....	131
Figure VI-1 : Schéma du poinçonnement.....	136
Figure VI-2 :Schéma d'une dalle sur quatre appuis.....	137
Figure VI-3 :Schéma de ferrailage du radier.....	140
Figure VI-4 :Répartition des contraintes sur le débord.....	140
Figure VI-5 :Répartition des charges aux poutres selon les lignes de rupture.....	142
Figure VI-6 :La subdivision des charges suivant les lignes de rupture.....	142
Figure VI-7 : schéma de rupture de la dalle du radier.....	143
Figure VI-8 :chargement de la nervure intermédiaire.....	143
Figure VI-9 :chargement de la nervure intermédiaire.....	144

Figure VI-10 :Schéma des nervures.....	145
Figure VI-11:Schéma de ferrailage des nervures.....	147
Figure VI-12:Répartition des contraintes sur le voile à l'ELU.....	148
Figure VI-13:Répartition des contraintes sur le voile à l'ELS.....	149
Figure VI-14: Le panneau le plus sollicité.....	149
Figure VI-15:Schéma du ferrailage du voile périphérique.....	151

<b>Liste des tableaux</b>	
Tableau I-1 : La résistance caractéristique à la compression à « j » jour.....	5
Tableau I-2 : en fonction du type d'acier.....	7
Tableau I-3 : Tableau des caractéristiques des aciers de bâtiment ( Bael ).....	9
Tableau II-1 : Récapitulatif du pré dimensionnement des escaliers.....	18
Tableau II-2:les dimensions de l'acrotère.....	20
Tableau II-3:Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	20
Tableau II-4: Evaluation des charges terrasse accessible du plancher.....	20
Tableau II-5: Evaluation des charges du plancher étage courant.....	21
Tableau II-6: Evaluation des charges du plancher à dalle plein (Balcon).....	21
Tableau II-7 : Evaluation des charges des plancher à dalle pleine (RDC).....	22
Tableau II-8 : Evaluation des charges du palier.....	22
Tableau II-9 : Evaluation des charges de la volée 1,2et 3.....	22
Tableau II-10 : Evaluation des charges pour murs extérieures.....	23
Tableau II-11: Evaluation des charges pour murs intérieures.....	23
Tableau II-12 : Poids propre des poteaux.....	24
Tableau II-13: Descente charge pour le poteau.....	27
Tableau II-14: résumé la vérification à la compression pour chaque changement de Section des poteaux.....	30
Tableau II-15: Vérification au flambement des poteaux.....	32
Tableau II-16: Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau.....	32
Tableau III-1: Les différents types de poutrelles.....	36
Tableau III-2 : Les résultats de calculs à L'ELU et L'ELS.....	37
Tableau III-3 : Calcul des moments à L'ELS et à L'ELU.....	38
Tableau III-4 : Calcul des moments à L'ELS et à L'ELU de type 1.....	43

Tableau III-5 : Sollicitation à l'ELU et à l'ELS de type 2.....	44
Tableau III-6 : Sollicitation à l'ELU et à l'ELS de type 3.....	45
Tableau III-7 Sollicitation à l'ELU et à l'ELS de type 4.....	45
Tableau III-8 : Sollicitation à l'ELU et à l'ELS de type 5.....	46
Tableau III-9 : Sollicitation à l'ELU et à l'ELS de type 6.....	46
Tableau III-10 : Sollicitation à l'ELU et à l'ELS de type 7.....	46
Tableau III-11: Ferrailage des poutrelles des différents niveaux.....	48
Tableau III-12: Vérification des jonctions.....	50
Tableau III-13: Les résultats des vérifications à L'ELS.....	51
Tableau III-14: Résultats du calcul totale de la flèche.....	54
Tableau III-15: Les résultats des vérifications de l'état limite de déformation.....	55
Tableau III-16: Tableau du schéma de ferrailage des poutrelles par niveaux.....	55
Tableau III-17: Les résultats de calcul de ferrailage.....	57
Tableau III-18: Résultats de calcul de ferrailage.....	60
Tableau III-19: Résultats de calcul de la flèche.....	62
Tableau III-20: Résultats de calcul du ferrailage.....	64
Tableau III-21: Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	66
Tableau III-22: Vérification des contraintes de compression dans l'acier.....	66
Tableau III-23: Résultats de calcul de la flèche.....	67
Tableau III-24: Résultat de calcul du ferrailage.....	70
Tableau III-25: Calcul des sollicitations maximal a l'ELS.....	71

Tableau III-26 :Résultats de calcul des contraintes.....	72
Tableau III-27:Résultats de calcul de ferrailage.....	73
Tableau III-28:Résultat de calcul des contraintes.....	74
Tableau III-29: Résultats de calcul par la méthode RDM.....	76
Tableau III-30: Résultats de calcul du ferrailage.....	76
Tableau III-31: Résultats de calcul des contraintes.....	77
Tableau III-32:Résultats de calculs de ferrailage.....	81
Tableau III-33:Résultats de calcul de la contrainte de compression dans le béton...	81
Tableau III-34:Résultats du calcul de ferrailage.....	84
Tableau III-35:Les efforts tranchants.....	85
Tableau III-36:Le calcul des sollicitations.....	85
Tableau III-37: Résultats de calcul des contraintes à l'ELS.....	86
Tableau III-38: Résumé de calcul des charges.....	87
Tableau III-39:Les combinaisons de calcul.....	88
Tableau III-40:Les résultats du ferrailage.....	89
Tableau IV-1: Valeurs des pénalités.....	94
Tableau IV-2 : Période de vibration et taux de participation massique .....	97
Tableau IV-3 : Résultats de l'interaction sous charges verticales.....	99
Tableau IV-4 : Résultats de l'interaction sous charges horizontales.....	100
Tableau IV-5 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	101
Tableau IV-6 : Vérification de l'effort tranchant à la base après la majoration.....	101
Tableau IV-7 : Vérification de l'effort normal réduit.....	102
Tableau IV-8 : Vérification des déplacements au sens xx et yy.....	103
Tableau IV-9 : Vérification à L'effet P- $\Delta$ .....	104

Tableau V-1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	107
Tableau V-2 : Sollicitations maximales dans les poteaux.....	108
Tableau V-3 :ferraillages des poteaux.....	109
Tableau V-4 : résultats de calcul des armatures transversales pour différents niveaux.....	109
Tableau V-5 : les résultats des poteaux au flambement.....	111
Tableau V-6 :Résultats de calcul des armatures transversales.....	112
Tableau V-7 :Résultats de calculs établis aux sollicitations tangents.....	112
Tableau V-8 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	113
Tableau V-9 : Résultats de ferraillages des poutres principales.....	116
Tableau V-10 : Résultats de ferraillages des poutres secondaires.....	116
Tableau V-11:Vérification des contraintes tangentielles.....	118
Tableau V-12:Vérification au cisaillement.....	118
Tableau V-13: Vérification de l'état limite de compression du béton.....	119
Tableau V-14: Moment résistant dans les poteaux.....	120
Tableau V-15:Moment résistant dans les poutres.....	120
Tableau V-16:Vérification des zones nodales.....	124
Tableau V-17: Les sollicitations dans les voiles au sens X3.....	124
Tableau V-18: Les sollicitations dans les voiles au sens X5.....	124
Tableau V-19:Les sollicitations dans les voiles au sens X6.....	124
Tableau V-20: Les sollicitations dans les voiles au sens Y1.....	124
Tableau V-21:Les sollicitations dans les voiles au sens Y2.....	124
Tableau V-22:Les sollicitations dans les voiles au sens Y4.....	124
Tableau V-23: Les sollicitations dans les voiles au sens Y7.....	124
Tableau V-24: Sollicitations et ferraillages du voile VX3.....	127

Tableau V-25: Sollicitations et ferrailages du voile VX5.....	127
Tableau V-26: Sollicitations et ferrailages du voile VX6.....	128
Tableau V-27: Sollicitations et ferrailages du voile VY1.....	128
Tableau V-28: Sollicitations et ferrailages du voile VY2.....	129
Tableau V-29: Sollicitations et ferrailages du voile VY4.....	129
Tableau V-30: Sollicitations et ferrailages du voile VY7.....	130
Tableau VI-1 : vérification de la contrainte admissible.....	133
Tableau VI-2 : Résultats de calcul des sollicitations.....	135
Tableau VI-3 : Calcul du ferrailage du radier.....	139
Tableau VI-4 : Vérification des contraintes.....	140
Tableau VI-5 : Résultats du ferrailage du débord.....	141
Tableau VI-6 : vérification des contraintes à l'ELS.....	141
Tableau VI-7 : Sollicitations de la nervure en travée au sens xx.....	144
Tableau VI-8: Sollicitations de la nervure en appuis sens yy.....	144
Tableau VI-9 : Résumé des résultats du ferrailage.....	145
Tableau VI-10 : Vérification de l'effort tranchant.....	146
Tableau VI-11 : Vérification des contraintes.....	146
Tableau VI-12: résumé de calcul des moments.....	149
Tableau VI-13 : les résultats du ferrailage du voile .....	150
Tableau VI-14 : vérification vis-à-vis de l'effort tranchant.....	150
Tableau VI-15 : Vérification des contraintes .....	150

# **Introduction générale**

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Il inclut également les bâtiments lorsque ceux-ci, par leur conception structurelle ou leur architecture, ou encore leur impact sur la collectivité, sont exceptionnels.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le bâtiment. Il comprend notamment : le gros œuvre en général, quel que soit le type de construction ou de bâtiment, comme le gratte-ciel, etc. les constructions industrielles : usines, entrepôts, réservoirs, etc. les infrastructures de transport : routes, voies ferrées, ouvrages d'art, canaux, ports, tunnels, etc. les constructions hydrauliques : barrages, digues, jetées, etc. les infrastructures urbaines : aqueducs, égouts, etc.

La conception d'un projet de génie civil s'élabore en tenant compte de la sécurité et de l'économie. Afin d'assurer cet ouvrage une étude doit être faite d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usages pendant et après la réalisation. Pour cela des calculs doivent être vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien.

Notre projet de fin d'étude représente le calcul d'un bâtiment d'habitation (R+8 + sous-sol) implanté à Bejaia qui est classé d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité (IIa). Pour notre thématique nous avons effectué des calculs statiques et soumis la structure au spectre de calcul du règlement parasismique algérien.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR, ainsi qu'une étude numérique effectuée avec le logiciel ETABS.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :

- Généralités
- Prédimensionnement des éléments
- Etude des éléments secondaires
- Etude dynamique
- Etude des éléments structuraux
- Etude de l'infrastructure

# **Chapitre I**

## **Généralités**

## Introduction

Afin de concevoir et de réaliser des ouvrages d'infrastructures, une étude en béton armé est nécessaire afin que l'ingénieur prends appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre à l'étude des éléments secondaires (planchers corps, plancher dalle pleine, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : pré dimensionnement des éléments, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question, toutes en respectant la réglementation en vigueur.

### I.1 Présentation du projet

Le projet qui fait l'objet de notre étude entre dans le cadre de la réalisation d'une promotion immobilière en **(R+8+sous-sol)** SIDI ALI LEBHAR daïra et willaya de Bejaia.

Le bâtiment présente une hauteur totale de 32,48 m, il comporte un sous-sol non exploitable de 3.68 m de hauteur, un rez- de- chaussée à usage parking de 2,88 m de hauteur, 8 étages à usage d'habitation dont les hauteurs d'étages sont constantes et de l'ordre de 2.88m.

L'ouvrage est situé sur le territoire de la willaya de Bejaia (SIDI ALI LEBHAR), qui est classé d'après la carte de zonage en **Zone IIa** (zone moyenne sismicité) **RPA2003**.

### I.2 Caractéristique du sol

D'après le rapport de sol de l'assiette foncière réservée à notre projet les caractéristiques du sol en place sont les suivantes :

- ✓ La contrainte admissible du sol tirée de la portance : 1.00 bar
- ✓ La nature du sol : sol meuble de de catégorie (S3)

### I.3 Règlements et normes utilisés

Pour faire l'étude de notre projet on doit respecter :

- RPA99 /version 2003.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2.
- DTR BC2.33.1. Règles de calcul des fondations superficielles.
- BAEL91/version 99.

### I.4 Les états limites (BAEL91)

#### I.4.1 Définition

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

- a) **Etat limite ultime** : C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.
- b) **Etat limite de service** : C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service ; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

#### I.4.2 Hypothèses de calcul aux états limites

- **Etat Limite Ultime « E L U » : CBA 93 (art A.4.3.2)**
- Les sections droites restent planes après déformation
- Il n'y pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée à cause de la fissuration.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- Le diagramme contrainte déformation ( $\sigma$ ;  $\epsilon$ ) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.
- ❖ **Etat Limite de Service « E L S » : BAEL91 (art 4.1)**
- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux élastiques linéaires.
- Le béton tendu est négligé.

Le rapport entre les coefficients d'élasticité longitudinale de l'acier et du béton est pris égal à 15 ( $n = \frac{E_s}{E_b}$ ) : est appelé coefficient d'équivalence

### I.5 Caractéristiques mécaniques

#### I.5.1 Béton

Le béton est un matériau hétérogène composite constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), et de l'eau de gâchage. A ces composantes s'ajoutent parfois des adjuvants et des éléments encore plus fins qui améliorent sensiblement sa performance ainsi que sa compacité.

### I.5.1.1 Les constituants du béton

➤ **Le ciment :**

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

➤ **Les granulats :**

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.
- Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

➤ **Les adjuvants :**

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

### I.5.1.2 Résistance caractéristique du béton

• **Résistance à la compression (Art A.2.1, 11 CBA93) :**

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée  $f_{c28}$ . Cette résistance se mesure par des essais de compression simple sur éprouvettes cylindriques de section 200 cm<sup>2</sup> et de hauteur double de leur diamètre (les éprouvettes sont dites "16-32").

Cette résistance varie en fonction de l'âge du béton et le règlement donne des lois d'évolution de  $f_{cj}$  (résistance en compression à j jours) en fonction de l'âge "j" en jours.

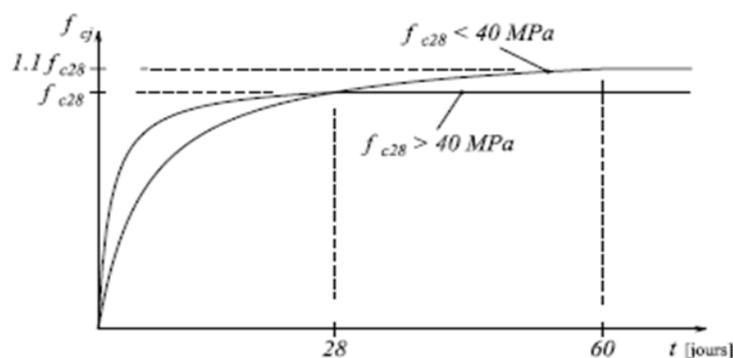


Figure I-1 : Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

La figure 1-1 donne l'allure de la variation de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton pour les deux types de béton. Sur cette figure, on observe que la montée en résistance des bétons à performances élevées est plus rapide que pour les bétons classiques. Cette propriété rend les bétons à performances élevées très intéressants en phase de construction.

Tableau I-1 : La résistance caractéristique à la compression à « j » jour

$J \leq 28$	$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} \text{ } J \leq 28 = j \cdot f_{c28} / (4,76 + 0,83j)$
	$f_{c28} > 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = j \cdot f_{c28} / (1,40 + 0,95j)$
$J = 28$		$f_{cj} = f_{c28}$ pour les calcul de résistance
$28 < J < 60$	$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = j \cdot f_{c28} / (4,76 + 0,83j)$ pour les calculs de déformation
$J > 60$		$f_{cj} = 1,1 \cdot f_{c28}$ pour les calculs de déformation

• Résistance caractéristique à la traction :

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

si :  $f_{c28} < 60 \text{ MPa}$  on aura  $f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$  (CBA Art: A.2.1.1.1)

si:  $60 < f_{c28} < 80 \text{ MPa}$  on aura  $f_{tj} = 0.275 \times f_{cj}^{2/3}$

Pour notre projet  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2.1 \text{ MP}$

I.5.1.3 Contrainte limite

• Contrainte limite à la compression :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{BAEL 91 (art.A.4.3.4)}$$

Pour le calcul à l'ELU, on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

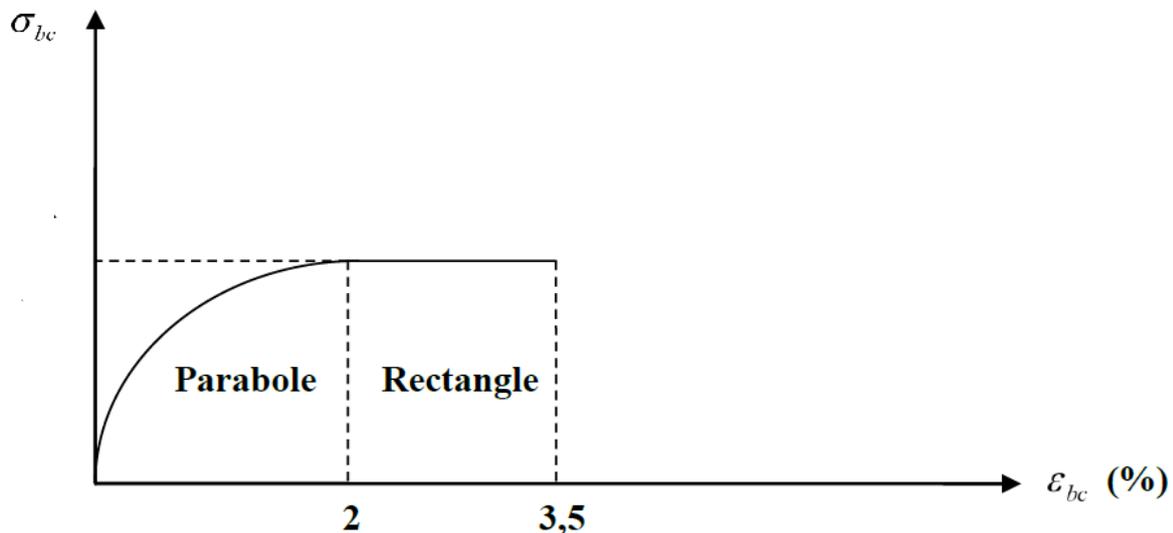


Figure I-2 :diagramme contrainte-déformation : ELU

Avec :

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle}$$

$\theta$ : Coefficient réducteur qui est en fonction de la durée d'application des actions, est utilisé pour tenir compte des risques d'altérations du béton.

$$\theta = 1 \quad \text{si durée d'application est supérieure à 24 heures.}$$

$$\theta = 0,9 \quad \text{si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.}$$

$$\theta = 0,85 \text{ si la durée d'application est inférieure à 1 heure.}$$

- **Contraintes de service à la compression :**

Il consiste à l'équilibre de sollicitation d'action réelle (non majoré) et les sollicitations résistance calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivant :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

A ELS, le béton est en phase élastique d'où le diagramme suivant :

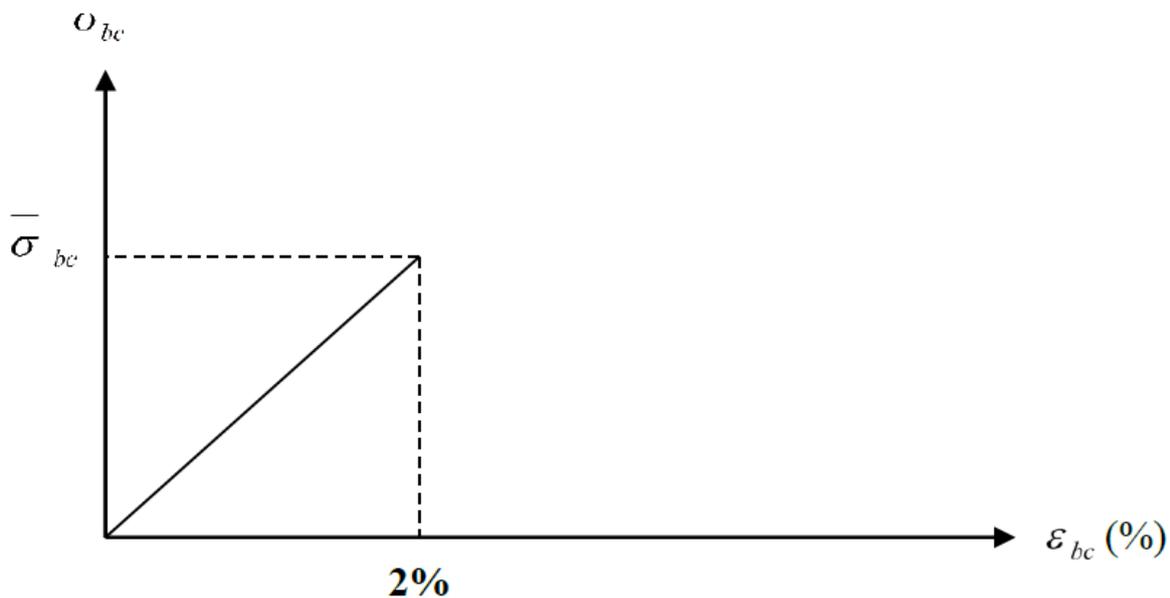


Figure I-3 : Diagramme Contrainte-déformation : ELS

- **Déformations longitudinales du béton**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93(Art. A.2.1.2.1)}$$

Sous des contraintes normales de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à(j) jours comprennent le retrait et le fluage est :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93(Art. A.2.1.2.2)}$$

#### • Coefficient de Poisson

En compression comme en traction, la déformation longitudinale est aussi accompagnée d'une déformation transversale.

Le coefficient « poisson » est le rapport :

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris égal à 0 à l'ELU

Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 à l'ELS

### I.5.2 Acier

L'acier est un alliage de Fer et de Carbone en faible pourcentage, forment un matériau homogène, est caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression, et sa limite d'élasticité. Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton.

#### I.5.2.1 Principales armatures utilisées

Tableau I-2: En fonction du type d'acier

Désignation	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
$f_{st}$ (MPa)	215	235	400	500	500	500

#### ❖ Ronds lisses (R.L)

Ce sont des barres laminées de sections circulaires, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235

$f_e$ = La contrainte à la limite élastique.

$f_u$ = La contrainte à la limite de rupture.

- $f_e=215\text{MPa}$  ;  $f_u=330$  à  $490\text{MPa}$ .
- $f_e=235\text{MPa}$  ;  $f_u=410$  à  $490\text{MPa}$ .

#### ❖ Les aciers à haute adhérence (HA)

Ce sont des barres laminées de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton. On distingue deux classes d'acier FeE400 et FeE500. Les diamètres normalisés sont ;  $\emptyset$  (6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50) mm.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par :

- Limite élastique:  $f_e=400\text{Mpa}$ .
- Contrainte admissible:  $\sigma_s=348\text{Mpa}$ .
- Coefficient de fissuration:  $\eta=1.6$
- Coefficient de sécurité :  $\gamma_s=1.15$
- Module d'élasticité :  $E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$ .

#### ❖ Treillis soudés

Les treillis soudés, sont formés par assemblage perpendiculairement des barres de des fils lisses ou à haute adhérence, soudés électriquement de chaque point de croisement, forment un maillage (15×15) ou (15×20), est disponible avec les diamètres suivants ;

$\emptyset$  (6,8,10,12,14).

#### I.5.2.2 Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité  $f_e$

##### • Contraintes limites $\sigma_s$ :

##### ✓ ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tel que } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité d'acier.

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

##### ✓ ELS :

**BAEL91** (article A.4.5.32)

La valeur de  $\sigma_s$  est donnée en fonction de la fissuration :

**Cas 1** : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

**Cas2** : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \text{ [MPa]}$$

$f_{ij}$  : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

**Cas 3** : fissuration très préjudiciable (FP-milieux agressifs):

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min ( 0,5 f_c , 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}} ) \text{ en [MPa]}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec :

- $\eta=1$  : pour les ronds lisses, treilles soudées.
- $\eta=1,6$  : pour les hautes adhérences  $\varphi \geq 6mm$ .
- $\eta=1,3$  : pour les hautes adhérences  $\varphi < 6mm$ .

Le tableau suivant résume les caractéristiques des aciers et leurs utilisations :

Tableau I-3 : Tableau des caractéristiques des aciers de bâtiment (Bael)

Aciers	Désignation	Limite d'élasticité $f_e$ (MPa)	Utilisations	
Ronds lisses	feE215	215	Cadres et étriers des poutres et des poteaux, anneaux de levage des pièces préfabriquées	
	feE235	235		
Aciers H.A.	feE400	400	Tous travaux en béton arme	Emploi très fréquent
	feE500	500		Emploi moins fréquent
Treillis soudés	T.S.L. (lisses)	500	Emplois courants pour : Radiers Voils Planchers dallages	
	T.S.H.A. (à haute adhérence)	500		

## I.6 Actions et sollicitations

### I.6.1 Actions

Il est rappelé que les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.) et aux déformations imposées (variations de température, tassements d'appuis, etc.)

Valeurs caractéristiques des actions :

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

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- le poids propre de la structure.
- cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- les déformations imposées à la structure.

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

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- les charges d'exploitations.
- les charges climatiques (neige et vent).
- les effets thermiques.

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

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux.

### **I.6.2 Sollicitations**

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

### **I.6.3 Différentes combinaisons d'action données par le RPA**

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- ***Situation durable :***

$$\text{ELU : } 1.35G+1.5Q$$

$$\text{ELS : } G+Q$$

- ***Situation accidentelle :***

$$G+Q\pm E.$$

$$0.8G\pm E.$$

$$G+Q\pm 1.2 \times E. \text{ (auto stable).}$$

## Conclusion

Dans ce chapitre, on a pu connaître les normes utilisées pour construire un bâtiment, afin de pouvoir faire un prédimensionnement dans le chapitre suivant

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la réalisation de notre structure sont :

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

# **Chapitre II**

## **Prédimensionnement des éléments structuraux**

## Introduction

Afin d'assurer une bonne transmission des différentes charges et sollicitations au sol, une étude de pré-dimensionnement des éléments structuraux doit être faite, ces derniers doivent avoir des sections suffisantes.

Le pré dimensionnement a pour but 'le pré calcul 'des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le **CBA et le RPA 99/ version 2003**. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Le but de ce chapitre est de déterminer les dimensions des différents éléments de notre bâtiment, avant de les étudier dans le chapitre suivant.

### II.1 Pré dimensionnement des éléments secondaires

#### II.1.1 Les planchers

Le plancher est une structure horizontale rigide qui sépare les différents étages de la structure, permettant le transfert des charges et des surcharges aux éléments porteurs (Poutres, poteaux, voiles). Il permet aussi d'assurer la fonction d'isolation thermique et phonique, on distingue deux types de plancher : plancher à corps creux et plancher en dalles pleines.

##### II.1.1.1 Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges, et séparateur entre les différents niveaux. Il est composé de corps creux, de poutrelles et de la dalle de compression (Figure II. 1). Son pré dimensionnement est régi par la loi suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad \text{CBA93 (art : 6.8.4.2.4)}$$

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

$h_t$ : Hauteur totale du plancher.

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée comme montré sur la figure II.1, dans ce cas-là, nous obtenons :

$$L_{max} = 525 - 30 = 495 \text{ cm}$$

Avec :  $b=30\text{cm}$  de largeur supposée pour les poutres principales

$$h_t \geq \frac{495}{22,5} = 22 \text{ cm}$$

Soit  $h_t = 25 \text{ cm}$

On opte alors pour un plancher à corps creux **20+5 cm**, qui constitué d'hourdi polystyrène et une dalle de compression

$h_{\text{corps creux}} = 20 \text{ cm}$  (Hourdis)

$h_{\text{DC}} = 5 \text{ cm}$  (Une dalle de compression)

**N.B :** Le choix de hourdis en polystyrène pour mon bâtiment à Sidi Ali Lebhar, face à la mer, est à la fois économique et efficace. Ce matériau léger offre une isolation thermique et une résistance aux conditions côtières tout en étant abordable, réduisant ainsi les coûts de construction et d'entretien.

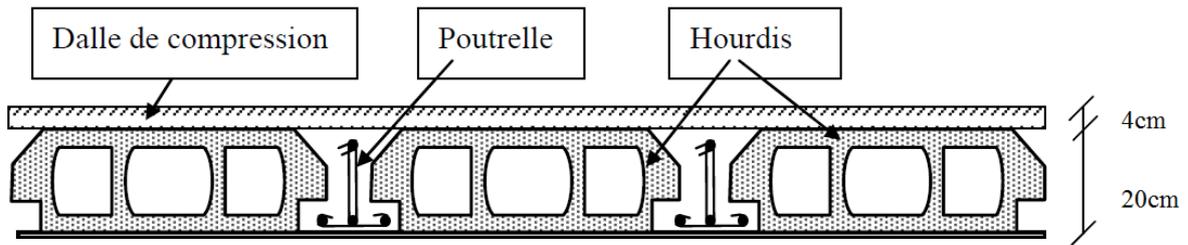


Figure II-1: Plancher à corps creux

**a. Les poutrelles**

Ce sont des petites poutres préfabriquées en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un Plancher. Les poutrelles se calculent comme des sections en T à la flexion simple, la nervure est Solidaire avec la dalle de compression. La largeur efficace de la dalle de compression est évaluée à partir de l'expression suivante :

$$\frac{b-b_0}{2} \geq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) \quad \text{CBA93(Art.A.4.1.3)}$$

$h_t = 20 + 5 \text{ cm}$  hauteur totale du plancher

$h_0 = 5 \text{ cm}$  hauteur de la dalle de compression

$b_0 = 10 \text{ cm}$  largeur de la nervure

$L_x = 55 \text{ cm}$  distance entre nus de deux poutrelles

$L_y = 298 \text{ cm}$  longueur de la travée minimale de la poutrelle

On optera alors pour une largeur de  $b = 63 \text{ cm}$

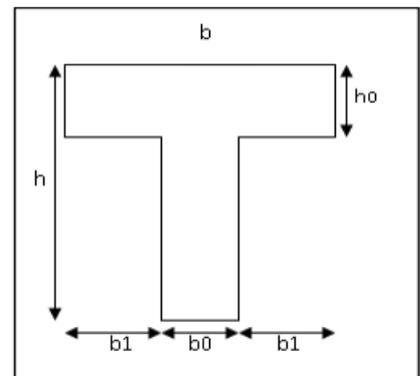
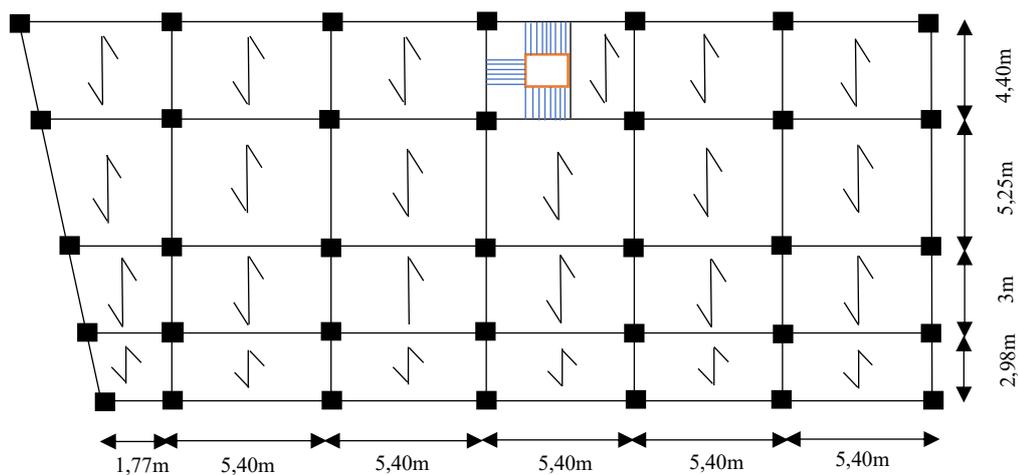


Figure II-2 : Coupe transversale d'une poutrelle.

Figure II-3 : dispositions des poutrelle 1<sup>er</sup> etage



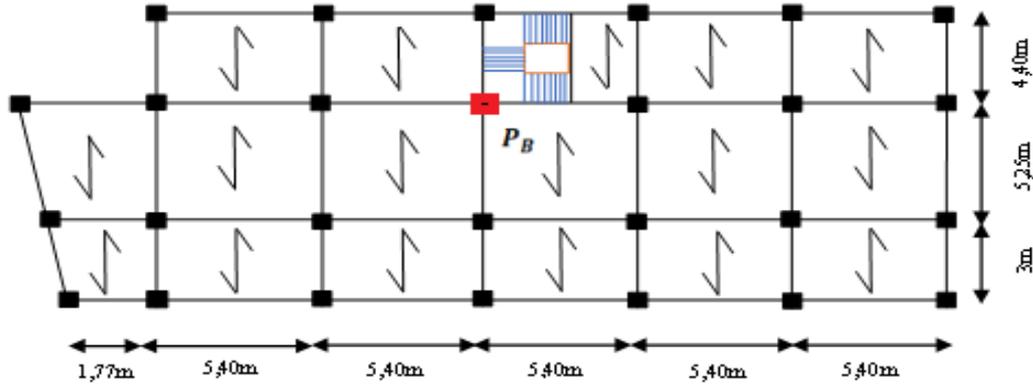


Figure II-4: dispositions des poutrelle 2<sup>ème</sup> au 8<sup>ème</sup> étage

**II.1.1.2 Planchers à dalles pleines  $P_B$**

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

- Critère de résistance :

$e \geq \frac{L_x}{20}$  : Pour une dalle sur un seul ou deux appuis

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$  : Pour une dalle sur quatre appuis avec  $\rho < 0,4$

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$  : Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec  $\rho \geq 0,4$

- Coupe-feu :

$e \geq 7$  cm : Pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11$  cm : Pour deux heures de coupe-feu.

(CBA93)

- Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l’Algérie l’épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

La structure étudiée comporte trois types de dalles pleines :

**1. Dalle sur un seul appui (les balcons)**

$L_x = 45$  cm ;

$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{45}{20} = 2,25$  cm

⇒ on prend :  $e = 12$  cm

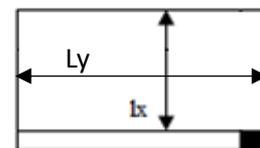


Figure II-5: panneau D1

**2. Dalle sur trois appuis (pergola)**

$L_x = 270 \text{ cm}$

$L_y = 510 \text{ cm}$

$$\rho = 0,52 > 0,4 ; \quad \frac{270}{45} \leq e \leq \frac{270}{40} ;$$

$6 \text{ cm} \leq e \leq 6,75 \text{ cm}$

⇒ on prend :  $e = 12 \text{ cm}$

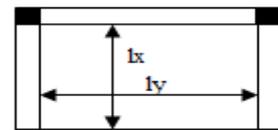


Figure II-6 : panneau D2

**3. Dalle sur quatre appuis (parking)**

$L_x = 495 \text{ cm}$

$L_y = 510 \text{ cm}$

$$\rho = 0,97 > 0,4 ; \quad \frac{495}{40} \leq e \leq \frac{495}{40} ; \quad 11 \text{ cm} \leq e \leq 12,37 \text{ cm}$$

⇒ on prend :  $e = 15 \text{ cm}$

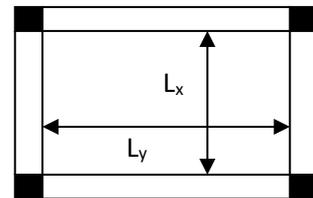


Figure II-7 : panneau D3

**II.1.2 Les escaliers**

C'est une succession de plans horizontaux, les marches, qui permettent de relier deux points ayant des hauteurs différentes.

❖ **Dimensionnement**

Nous disposons d'un seul type d'escalier dans notre projet, qui est l'escalier à trois volées illustré sur la figure ci-dessous :

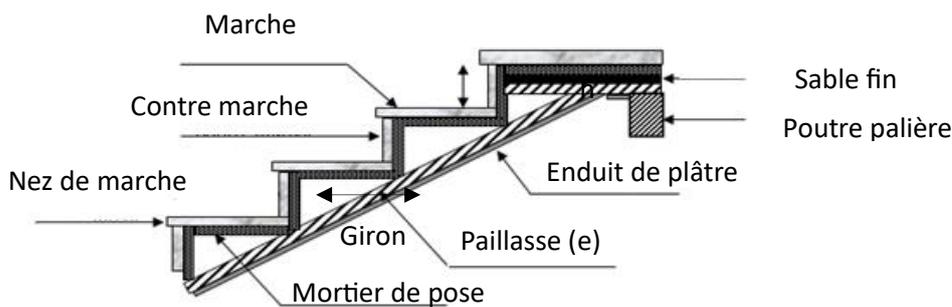


Figure II-8: les différents éléments constituant un escalier

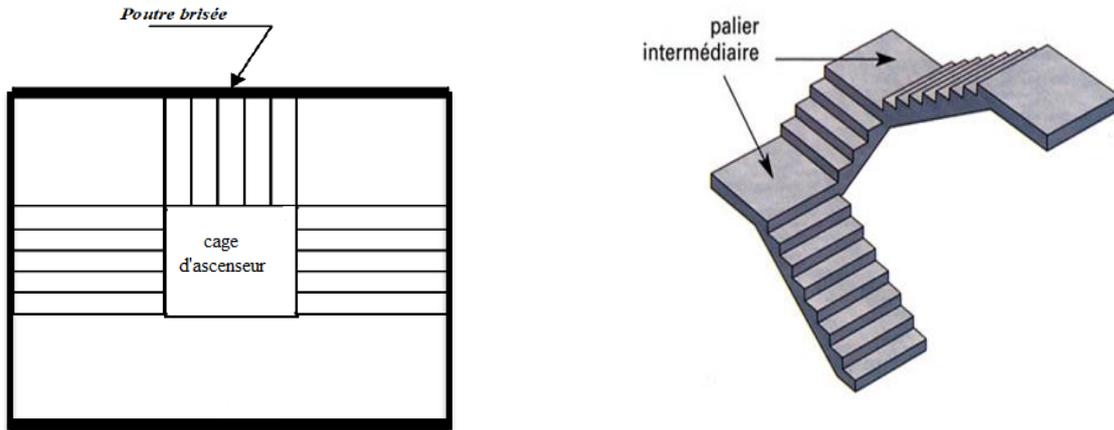


Figure II-9 : Vue en plan de l'escalier de l'étage courant

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- La hauteur  $h$  des contremarches entre 14 et 18 cm
- La largeur  $g$  (giron) entre 25 et 32 cm
- La formule empirique de **BLONDEL** :  $60 \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$

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

**H**: Hauteur de la volée

**L<sub>0</sub>**: Longueur projetée de la volée

Avec **n - 1** : Nombre de marche

**L** : longueur de la volée

**n** : nombre de contre marche

### II.1.2.1 Première et troisième volée

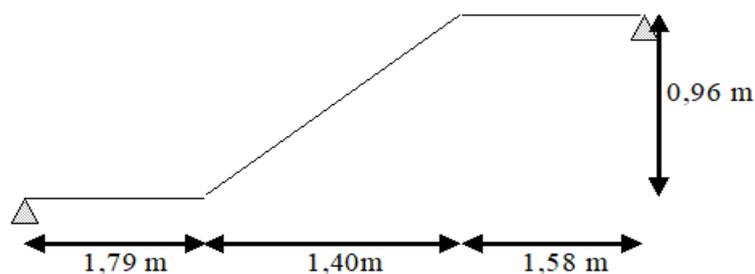


Figure II-10 : schéma statique de la 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volées d'escalier

#### ◆ Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : **L<sub>0</sub>** = 140 cm ; **H** = 96 cm

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 96 + 140)n + 2 \times 96 = 0$$

$$64n^2 - 396n + 192 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est :  $n = 6$

Le nombre de marche est :  $n - 1 = 5$

◆ **Calcul du giron(g) et la hauteur d'un contre marche (h) :**

$$g = \frac{L_0}{n - 1} \quad \rightarrow \quad g = \frac{140}{5} = 28 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad g = 28 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} \quad \rightarrow \quad h = \frac{96}{6} = 16 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h = 16 \text{ cm}$$

Le giron d'une marche est :  $g = 28 \text{ cm}$

La hauteur d'une contremarche est :  $h = 16 \text{ cm}$

◆ **Epaisseur de la paille :**

La longueur développée est :  $L = L_v + L_p + L'_p$

$L_v$ : Longueur de la volée

$L_p$ : Longueur du palier du départ

$L'_p$ : Longueur du palier d'arrivée

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p \rightarrow L = 179 + \sqrt{140^2 + 96^2} + 158 = 506,75 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{506,75}{30} \leq e \leq \frac{506,75}{20} \rightarrow 16,89 \text{ cm} \leq e \leq 25,34 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} & : \text{ pour deux heures de coupe - feu} \\ e \leq 20 \text{ cm} & : \text{ pour l'économie et réduction du poids} \end{cases}$$

On prend :  $e = 20 \text{ cm}$

### II.1.2.2 Deuxième volée

Elle s'appuie sur un seul appui (Poutre brisée).

◆ **Epaisseur de la paille :**

$$\begin{cases} e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow e \geq \frac{140}{20} \rightarrow e \geq 7 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} & : \text{ pour deux heures de coupe - feu} \end{cases}$$

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

**NB** : les mêmes dimensions pour le nombre de marche et contremarche.

Donc :

✓ Le giron d'une marche est  $g = 28 \text{ cm}$

✓ La hauteur d'une contre marche est  $h = 16 \text{ cm}$

**II.1.2.3 Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment**

Tableau II-1 : Récapitulatif du pré dimensionnement des escaliers

Cage d'escalier	Volées	$L_p$ (m)	$L_0$ (m)	$L'_p$ (m)	$L_v$ (m)	H (m)	L (m)	$\alpha$ (°)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm)
RDC et Etages Courants	1	2,35	1,40	1,58	1,69	0,96	5,33	34,43	6	16	20	20
	2	2,35	1,40	1,58	1,69	0,96	5,33	34,43	6	16	20	15
	3	2,35	1,40	1,58	1,69	0,96	5,33	34,43	6	16	20	20

**II.2 Pré dimensionnement des éléments principaux**

**II.2.1 Poutres**

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton arme coulée sur place supportant les charges et les surcharges. Selon **BAEL91** Leur prédimensionnement s'effectue par la formule suivante :

❖ Critère de rigidité

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

❖ Poutre principale

On suppose des poteaux de  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

**h**: Hauteur de la poutre.

**L<sub>max</sub>**: Distance maximale entre nus d'appuis ( $L_{\max} = 540 - 30 = 510 \text{ cm}$ )

D'où :

$$L_{\max} = 510 \text{ cm} \rightarrow 34 \text{ cm} \leq h \leq 51 \text{ cm}$$

On prend **h** = 40 cm ; **b** = 30 cm

**N.B** : Par souci d'économie, j'ai décidé d'augmenter l'épaisseur du béton plutôt que la section d'acier, en choisissant une hauteur de 40 cm par rapport à mes grandes portes.

**Vérification des exigences du RPA99v2003**

Suivant l'article 7.5.1 du RPA99/2003, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

**b** ≥ 20 cm ..... **Condition vérifiée.**

**h** ≥ 30 cm ..... **Condition vérifiée.**

$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4$ ..... **Condition vérifiée.**

❖ **Poutres secondaires :**

$$L_{\max} = 495 \text{ cm} \rightarrow 33 \text{ cm} \leq h \leq 49,5 \text{ cm}$$

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

⇒ Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

❖ **Poutre brisée :**

La poutre brisée est une poutre inclinée qui suit la forme de la deuxième volée

$$L_{\max} = 430 \text{ cm} \rightarrow 32,33 \text{ cm} \leq h \leq 48,5 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 40 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$

➤ Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

- ✓ **Poutres principales :**  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$
- ✓ **Poutres secondaires :**  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$
- ✓ **Poutre brisée :**  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

**II.2.2 Les voiles**

Ce sont des éléments en béton armé destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales. Leurs dimensions sont l'épaisseur « e » et la longueur « L ». Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$e \geq \max \left[ \frac{h_e}{20}, 15 \text{ cm} \right] \quad \text{RPA99 (article) 7.7.1}$$

Avec:  $h_e$ : hauteur libre d'étage.

$e$ : épaisseur du voile .

Dans notre cas, pour des poutres de 35 cm de hauteur

$$h_e = \text{hauteur d'étage} - 35 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{333}{20} = 16,65 \text{ cm}$$

⇒ on adopte pour tous les voiles une épaisseur de :  $e = 20 \text{ cm}$

**II.2.3 L'acrotère**

L'acrotère est placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute. Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse, soumis à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante qui crée un moment de renversement.

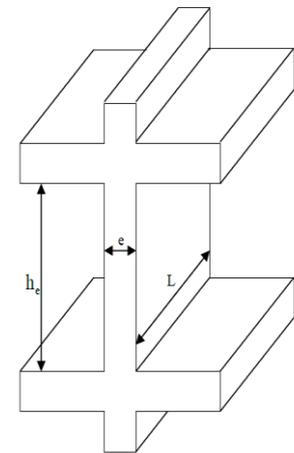


Figure II-12 : Coupe de voile

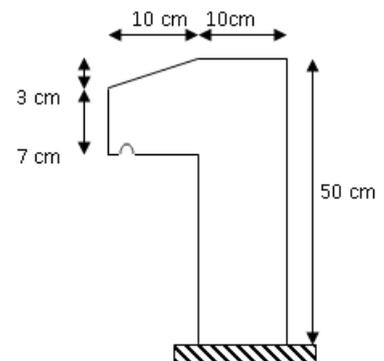


Figure II-12: Coupe transversale de l'acrotère

Tableau II-2 : les dimensions de l'acrotère.

Géométrie	
La hauteur h	50 cm
L'épaisseur h <sub>0</sub>	10 cm
L'enrobage c	2 cm
La surface	580 cm <sup>2</sup>
L'enrobage c = c'	2 cm

### II.3 Evaluation des charges et surcharges

#### II.3.1 Evaluation des charges sur les planchers

##### ➤ Plancher terrasse inaccessible

Tableau II-3 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Gravions rouler de protection	20	0,04	0,8
Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Forme de pente	22	0,1	2,2
Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
Plancher à corps creux (20+5)	/	0,25	2,1
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente totale			G= 5,43
Charge d'exploitation			Q= 1

##### ➤ Plancher terrasse accessible :

Tableau II-4 : Evaluation des charges terrasse accessible du plancher

Désignation des éléments	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	20	0,04	0,4
Mortier de pose	20	0,04	0,4
Sable fin	18	0,03	0,36
Plancher a corps creux(20+5)	/	0,25	2,1
Isolation thermique	0,25	0,04	0,01

Forme de pente	22	0,1	2,2
Enduit en ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanente totale</b>			<b>G=5,74</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>Q= 1,5</b>

➤ **Plancher courant à usage d'habitation**

Tableau II-5 : Evaluation des charges du plancher étage courant

Désignation des éléments	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Cloison de séparation	/	/	0,9
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Sable fin	18	0,03	0,54
Plancher à corps creux (20+5)	/	0,25	2,1
Enduit en mortier	18	0,015	0,27
<b>Charge permanente totale</b>			<b>G=4,64</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>Q= 1,5</b>

➤ **Plancher en dalle plein :**

Tableau II-6 :Evaluation des charges du plancher à dalle plein (Balcon)

Désignation des éléments	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Sable fin	18	0,03	0,36
Plancher à dalle plein	25	0,12	3
Enduit en mortier	18	0,015	0,27
<b>Charge permanente totale</b>			<b>G=4,43</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>Q= 3,5</b>

Tableau II-7: Evaluation des charges des plancher à dalle pleine (RDC)

Désignation des éléments	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,03	0,36
Plancher à dalle plein	25	0,15	3,75
Enduit en mortier	18	0,015	0,27
Charge permanente totale			G=5,18
Charge d'exploitation			Q= 2,5

### II.3.2 Evaluation des charges du palier.

Tableau II-8 : Evaluation des charges du palier

Désignation des éléments	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,15	0,30
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle en béton armé	25	0,15	3,75
Enduit de plâtre	18	0,015	0,20
Charge permanente totale			G=5,01
Charge d'exploitation			Q= 2,5

### II.3.3 Evaluation des charges de la volée

Tableau II-9 : Evaluation des charges de la volée 1,2et 3

Désignation des éléments	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage horizontale	20	0,02	0,40
Carrelage verticale	20	0,011	0,22
Mortier de pose horizontale	20	0,015	0,30

Mortier de pose verticale	20	0,0085	0,17
Marche (avec un béton 22 KN/m <sup>3</sup> )	22	0,08	1,76
Paillasse	25	0,181	4,52
Enduit de plâtre	14	0,018	0,25
<b>Charge permanente totale</b>			<b>G=7,62</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>Q= 2,5</b>

### II.3.4 Evaluation des charges pour murs extérieures

Tableau II-10 : Evaluation des charges pour murs extérieures

Désignation des éléments	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	20	0,02	0,4
Brique creuse	9	0,15	1,35
Lame d'air	/	0,05	/
Brique creuse	9	0,10	0,9
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
<b>Charge permanente totale</b>			<b>G=2,85</b>

### II.3.5 Evaluation des charges pour murs intérieures

Tableau II-11 : Evaluation des charges pour murs intérieures

Désignation des éléments	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	10	0,015	0,15
Brique creuse	9	0,10	0,9
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanente totale</b>			<b>G=1,32</b>

### II.3.6 Dimensionnement des poteaux

**P** : poids propre des poteaux est  $\rightarrow P = 25 \times S \times h$

**S** : surface du poteau est  $\rightarrow S = b_1 \times h_1$

**h** : hauteur d'étage

**b<sub>1</sub>** : la largeur de la section du poteau

**h<sub>1</sub>** : la longueur de la section du poteau

Tableau-II-12 : Poids propre des poteaux

Etage	Sous-sol	RDC, 1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>
section	55×55	55×55	50×50	45× 45	40× 40
Surface (m <sup>2</sup> )	0,3025	0,3025	0,25	0,2025	0,16
Hauteur d'étage (m)	3,68	2,88	2,88	2,88	2,88
Poids (KN)	27,83	21,78	18	14,58	11,52

**N.B** : Dans le prédimensionnement de mon bâtiment à Sidi Ali Lebhar, j'ai opté pour des poteaux carrés pour leur distribution uniforme de charge, facilitant la conception et offrant une esthétique harmonieuse avec le style architectural prévu.

#### II.4 Descente de charges

La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure. L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations.

La descente de charge se fait sur les poteaux les plus sollicités. En général, ces poteaux sont ceux qui ont la surface afférente la plus importante ainsi que les poteaux voisins des cages d'escalier.

Pour ce qui est de notre structure, le poteau le plus sollicité est B

##### ➤ La loi de dégression : DTR B.C 2.2 (article 6.3)

La loi de dégression verticale des charges variables s'applique pour les bâtiments à grand nombre d'étages dont les occupations peuvent être considérées comme indépendantes. Le principe de la loi est exposé comme suit : Soit Q<sub>0</sub> la surcharge d'exploitation sur le toit ou à la terrasse de couverture. Q<sub>1</sub>, Q<sub>2</sub>, Q<sub>3</sub> ... Q<sub>n</sub> sont les charges d'exploitation respectivement des planchers des étages (1,2,3... n) numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous terrasse : Q<sub>0</sub>.

Sous 9<sup>ème</sup> étage : Q<sub>0</sub> + Q<sub>1</sub>

Sous 8ème étage :  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$ .

Sous 7ème étage :  $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .

Sous 6ème étage :  $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .

Sous 5ème étage :  $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$ .

Sous les étages inférieurs :  $Q_0 + ((3+n)/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$ .

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

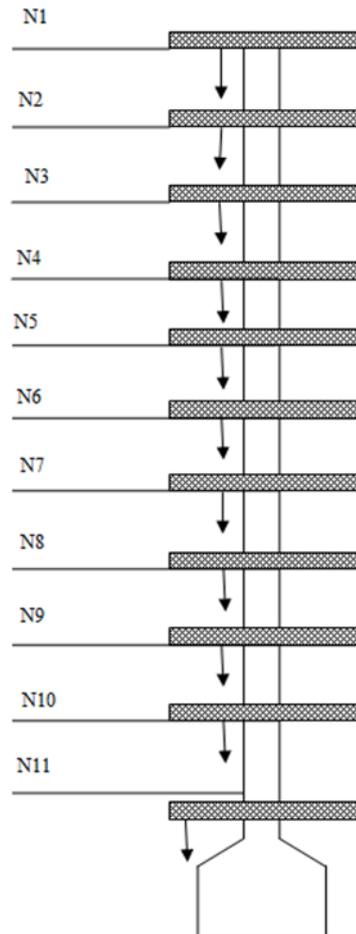


Figure II-13 :Schéma de dégression des surcharges

#### II.4.1 Pré dimensionnement du Poteau à l'ELU

Calcul du poids propres des éléments revenants au poteau de l'escalier ( $P_B$ ) :

➤ **Terrasse final (inaccessible) :**

- **Surface afférente**

$$S_G = 2,05 \times 2,55 = 5,23 \text{ m}^2$$

$$S_Q = (2,05 + 0,3) \times (2,55 + 0,3) = 6,69 \text{ m}^2$$

- **Charge permanente**

$$G_{\text{planche}} = G_{\text{CG}} \times S_G = 5,43 \times 5,23 = 28,39 \text{ KN}$$

- **Charger d'exploitation**

$$Q_{\text{plancher}} = Q_{\text{CG}} \times S_Q = 1 \times 6,69 = 6,69 \text{ KN}$$

- **Terrasse inaccessible (1)**

- **Surface afférente**

$$S_G = (2,05 \times 2,55) + (2,47 \times 2,55) \times 2 = 16,84 \text{ m}^2$$

$$S_Q = ((2,05 + 0,15) \times (2,55 + 0,15)) \times 2 + ((2,47 + 0,15) \times (2,55 + 0,15)) = 18,95 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{palier}} = 2,1 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{volee}} = 0,69 \text{ m}^2$$

- **Charge permanente**

$$G_{\text{plancher}}^{\text{CG}} = 91,44 \text{ KN}$$

- **Charger d'exploitation**

$$Q_{\text{plancher}} = 18,95 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{palier}} = 5,25 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{volee}} = 1,72 \text{ KN}$$

- **Etage courant**

- **Surface afférente**

$$S_G = 19,30 \text{ m}^2$$

$$S_Q = 22,18 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{palier}} = 2,1 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{volee}} = 0,69 \text{ m}^2$$

- **Charge permanente**

$$G_{\text{plancher}}^{\text{CG}} = 89,55 \text{ KN}$$

$$G_{\text{palier}} = 16 \text{ KN}$$

$$G_{\text{volee}} = 3,52 \text{ KN}$$

- **Charger d'exploitation**

$$Q_{\text{plancher}} = 28,78 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{palier}} = 5,25 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{volee}} = 1,72 \text{ KN}$$

- **RDC**

- **Surface afférente**

$$S = 23,05 \text{ m}^2$$

- **Charge permanente**

$$G_{\text{plancher}}^{\text{DP}} = 119,40 \text{ KN}$$

- **Charger d'exploitation**

$$Q_{\text{plancher}} = 64,82 \text{ KN}$$

#### II.4.2 Poids des poutres

- **Terrasse inaccessible (2) :**

$$G_{\text{pp}} = 25 \times b \times h \times l_{\text{pp}} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 2,55 = 7,65 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ps}} = 25 \times b \times h \times l_{\text{ps}} = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times 2,05 = 5,38 \text{ KN}$$

- **Étage courant:**

$$G_{\text{pp}} = 25 \times b \times h \times l_{\text{pp}} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 5,1 = 15,3 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ps}} = 25 \times b \times h \times l_{\text{ps}} = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times 4,52 = 13,56 \text{ KN}$$

- **Poids de l'acrotère**

$$G_{\text{acrotère}} = 1,61 \times (2,05 + 0,3 + 2,55) = 7,89 \text{ KN}$$

#### II.4.3 Descente charge pour le poteau

Le tableau suivant représente la descente de charge pour le poteau :

Tableau II-13 : Descente charge pour le poteau

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
Niveau 0	Plancher terrasse inaccessible	28,39	
	Poutres	13,03	
	Poteau	11,52	
	Acrotère	7,89	
	Totale	60,83	6,69
Niveau 1	Plancher terrasse inaccessible	91,44	
	Escalier	19,52	
	Poutres	28,86	
	Poteau	11,52	
	Mur	30,46	
	Totale	242,63	32,61
Niveau 2	Plancher étage courant	89,55	
	Escalier	19,52	
	Poutres	28,86	
	Poteau	14,58	
	Mur	46,74	
	Totale	441,88	65,27
Niveau 3	Plancher étage courant	89,55	

	Escalier	19,52	
	Poutres	28,86	
	Poteau	14,58	
	Mur	63,01	
	Totale	657,40	94,36
<b>Niveau 4</b>	Plancher étage courant	89,55	
	Escalier	19,52	
	Poutres	28,86	
	Poteau	14,58	
	Mur	63,01	
Totale	874,92	119,88	
<b>Niveau 5</b>	Plancher étage courant	89,55	
	Escalier	19,52	
	Poutres	28,86	
	Poteau	18	
	Mur	63,01	
Totale	1091,86	141,82	
<b>Niveau 6</b>	Plancher étage courant	89,55	
	Escalier	19,52	
	Poutres	28,86	
	Poteau	18	
	Mur	63,01	
Totale	1310,80	160,19	
<b>Niveau 7</b>	Plancher étage courant	89,55	
	Escalier	19,52	
	Poutres	28,86	
	Poteau	18	
	Mur	63,01	
Totale	1529,74	177,38	
<b>Niveau 8</b>	Plancher étage courant	89,55	
	Escalier	19,52	
	Poutres	28,86	
	Poteau	21,78	
	Mur	63,01	
Totale	1752,46	197,24	
<b>Niveau 9</b>	Plancher étage courant	89,55	
	Escalier	19,52	

	Poutres	28,86	
	Poteau	21,78	
	Mur	63,01	
	Totale	1975,18	215,67
<b>Niveau 10</b>	Dalle pleins	119,40	
	Escalier	19,52	
	Poutres	28,86	
	Poteau	27,83	
	Mur	30,46	
	Totale	2200,42	259,11
	$N_s = G + Q$		2459,53
	$N_u = 1,35G + 1,5Q$		3359,23

### II.5 Vérification du poteau

Selon le **CBA93 (article B .8.11)** on doit majorer pour les poteaux voisin de rive l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de **10%** tel que :

L'effort normal maximum :  $N_u = 3359,23$  KN

$$N_u^* = 1,1 \times (1,35G + 1,5Q) = 1,1 \times N_u = 1,1 \times 3359,23 = 3695,15 \text{ KN}$$

Les poteaux sont près dimensionnés selon ces trois critères :

- ✓ Le critère de résistance.
- ✓ Le critère de stabilité de forme.
- ✓ Les exigences du **RPA99v2003**.
- **Critère de résistance**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

Vérification du poteau à la base (sous-sol) avec :  $B = (0,55 \times 0,55) \text{ m}^2$

$$B_{\text{calculé}} \geq \frac{3689,48 \times 10^{-3}}{14,2} = 0,26 \text{ m}^2$$

Le tableau ci-dessous résume la vérification à la compression pour chaque changement de Section des poteaux :

Tableau II-14 : résumé la vérification à la compression pour chaque changement de  
Section des poteaux

Niveau	$N_u^*$ (KN)	Section ( $cm^2$ )	Condition $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ Observation		Observation
Sous-sol	3689,48	3025	12,21	14,20	Vérifier
RDC	3291,81	3025	10,87	14,20	Vérifier
1 <sup>er</sup>	2930,67	3025	9,67	14,20	Vérifier
2 <sup>ème</sup>	2567,16	2500	10,25	14,20	Vérifier
3 <sup>ème</sup>	2213,67	2500	8,84	14,20	Vérifier
4 <sup>ème</sup>	1858,24	2500	7,42	14,20	Vérifier
5 <sup>ème</sup>	1496,91	2025	7,39	14,20	Vérifier
6 <sup>ème</sup>	1134,75	2025	5,58	14,20	Vérifier
7 <sup>ème</sup>	766,71	2025	3,77	14,20	Vérifier
8 <sup>ème</sup>	416,93	1600	2,58	14,20	Vérifier
9 <sup>ème</sup>	104,19	1600	0,63	14,20	Vérifier

**Remarque :** La condition est vérifiée pour tous les niveaux ; un choix qui Satisfait à la fois le critère de sécurité et celui de l'économie.

➤ **Critère de stabilité de forme**

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

D'après le **CBA 93**, on doit effectuer la vérification suivante :

$$N_u \leq \overline{N_u} = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \delta_b} + \frac{A_s \times f_e}{\delta_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

$\delta_b$ : Coefficient de sécurité de béton →  $\delta_b = 1,5$  (situation courantes)

$\delta_s$ : Coefficient de sécurité des aciers →  $\delta_s = 1,15$  (situation courantes)

$B_r$ : Section réduite du béton.

$A_s$ : Section des armatures.

$\alpha$ : Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$ .

$$\text{Si } 0 \leq \lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{35}{\lambda} \right)^2}$$

Si  $50 \leq \lambda \leq 70$        $\alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$

$\lambda = \frac{l_f}{i}$  avec       $l_f = 0,7 \times l_0$

$l_f$ : Longueur de flambement

$l_0$ : Longueur du poteau.

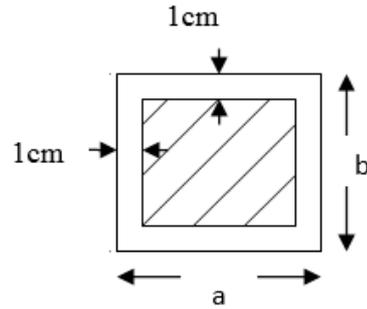
$i$ : Rayon de giration       $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$ : Moment d'inertie section rectangulaire  $\left(\frac{b_1 h_1^3}{12}\right)$

$A_s \geq 0,8\% \times B_r$

$B_r$ : section reduite       $B_r = (a - 2)(b - 2)$       Section rectangulaire

On prend :  $A_s = 1\% \times B_r$



$$B_{cal} \geq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9 \times \delta_b} + \frac{f_e}{100 \times \delta_s} \right)}$$

❖ Exemple de calcul

Vérification du poteau de base sous-sol :

$l_f = 0,7 \times 3,68 = 2,57 \text{ m}$

$B = 0,55 \times 0,5 = 0,275 \text{ m}^2$

$I = \frac{0,55 \times 0,50^3}{12} = 0,0057 \text{ m}^2$

$i = \sqrt{\frac{0,0057}{0,275}} = 0,144$

$\lambda = \frac{2,57}{0,144} = 17,88 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{17,88}{35}\right)^2} = 0,807$

D'après le (BAEL91), on doit vérifier :

$B_{CAL} \geq \frac{3870,174 \times 10^{-3}}{0,807 \times \left[ \frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 2180 \text{ cm}^2 \leq B_r = 2544 \text{ cm}^2$

⇒ Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II-15 : Vérification au flambement des poteaux

Niveaux	N <sub>u</sub> <sup>*</sup> (KN)	i (m )	λ	α	Condition B <sub>r</sub> ≤ B <sub>cal</sub>		Observation
					B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	B <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	
Sous-sol	3695,15	0,158	16,22	0,814	2809	2061,245	Vérifiée
RDC	3288,99	0,158	12,69	0,828	2809	1805,3836	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	2927,84	0,158	12,69	0,828	2809	1607,1433	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	2564,34	0,144	13,96	0,823	2304	1415,1892	Vérifiée
3 <sup>émé</sup>	2210,85	0,144	13,96	0,823	2304	1220,1081	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	1855,41	0,144	13,96	0,823	2304	1023,9526	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	1497,05	0,129	15,51	0,817	1849	832,1672	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	1131,93	0,129	15,51	0,817	1849	629,2057	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	763,88	0,129	15,51	0,817	1849	424,6208	Vérifiée
8 <sup>ème</sup>	414,11	0,115	17,45	0,809	1444	232,5051	Vérifiée
9 <sup>ème</sup>	101,37	0,115	17,45	0,809	1444	56,9152	Vérifiée

## II.6 Vérification des exigences du RPA99v2003

D’après l’article (Art. 7.4.1), on doit satisfaire les trois conditions suivantes :

- 1)  $\min(b_1; h_1) \geq 25(\text{cm})$
- 2)  $(h_1; b_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- 3)  $0,25 < \frac{h_1}{b_1} < 4$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-16 : Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau

Poteaux	$\min(b_1; h_1) \geq 25(\text{cm})$	$(h_1; b_1) \geq h_e/20$	$0,25 < h_1/b_1 < 4$	Observation		
55 × 55	50	25	55	1,84	1	Vérifiée
55 × 55	50	25	55	1,44	1	Vérifiée
55 × 55	45	25	55	1,44	1	Vérifiée
50 × 50	45	25	50	1,44	1	Vérifiée
50 × 50	45	25	50	1,44	1	Vérifiée

<b>50 × 50</b>	40	25	50	1,44	1	Vérifiée
<b>45 × 45</b>	40	25	45	1,44	1	Vérifiée
<b>45 × 45</b>	40	25	45	1,44	1	Vérifiée
<b>45 × 45</b>	35	25	45	1,44	1	Vérifiée
<b>40 × 40</b>	35	25	40	1,44	1	Vérifiée
<b>40 × 40</b>	35	25	40	1,44	1	Vérifiée

## Conclusion

Après avoir effectué les diverses vérifications, et satisfait toutes les exigences réglementaires concernant les prédimensionnements, on adopte pour l'ensemble des éléments les sections suivantes :

➤ Plancher :

- ❖ Pour le corps creux est (20 + 5)
- ❖ Pour les dalles pleines = 12cm / e = 15cm

➤ Poutres :

- ❖ Poutres principales : 30×40 cm<sup>2</sup>
- ❖ Poutres secondaires : 30×35 cm<sup>2</sup>
- ❖ Poutres brisées : 30×40 cm<sup>2</sup>

➤ Escalier + palier

- ❖ Nous avons adopté une épaisseur e = 15 cm.

➤ Voiles :

- ❖  $e_p = 20$  cm pour l'ensemble des voiles .

➤ Poteaux :

- ❖ Sous-sol, RDC et 1<sup>er</sup> étage est de section (55x55) cm<sup>2</sup>.
- ❖ 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage est de section (50x50) cm<sup>2</sup>.
- ❖ 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage est de section (45x45) cm<sup>2</sup>.
- ❖ 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage est de section (40x40) cm<sup>2</sup>.

**Chapitre III**  
**Etude des éléments**  
**secondaires**

## Introduction

Les éléments secondaires sont définis comme étant des éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique. Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Dans ce chapitre nous allons aborder le calcul des éléments non structuraux suivants, tout en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91/99, CBA93, RPA99 addenda 2003...) :

- ✓ Poutrelles
- ✓ Les dalles pleines
- ✓ Les escaliers
- ✓ Poutre brisée
- ✓ Poutre de chaînage
- ✓ Ascenseur
- ✓ Acrotère.

### III.1 Etude des poutrelles

#### III.1.1 Méthodes de calcul

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues. Les méthodes d'RDM ont été modifiées et adaptées au béton armé, il en a deux méthodes de calcul :

- ✓ La méthode forfaitaire.
- ✓ La méthode de Caquot.

##### III.1.1.1 Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

###### ❖ Domaine d'application de la méthode forfaitaire (B.6.210)

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si ces quatre conditions sont vérifiées :

- a. Plancher à surcharge modérée  $\rightarrow Q \leq \min (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- b. Le rapport entre deux travées successives :  $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$
- c. Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.
- d. La fissuration est peu nuisible (F.P.N).

###### ❖ Application de la méthode

###### • Evaluation des moments

Les valeurs des moments en travées  $M_t$  et aux appuis  $M_g$  (moment en appuis de gauche) et  $M_d$  (moment en appuis de droite) doivent vérifier :

- $\rightarrow$  pour une travée intermédiaire
- $\rightarrow$  pour une travée de rive.

Avec :

$M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré.

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

$\alpha$ : Les degrés de surcharge La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

$0,6M_0$  pour une poutre à deux travées.

$0,5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

$0,4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

**Remarque :** Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le **BAEL91** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à :

$-0,15M_0$  ; tel que  $M_0 = \max(M_0^1, M_0^3)$

- **Evaluation de l'effort tranchant**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  de :

15% → Si c'est une poutre à deux travées.

10% → Si c'est une poutre à plus de deux travées

### III.1.1.2 Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)

- ❖ **Domaine d'application de la méthode de Caquot**

- ✓ Si la 1ère condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, On applique la méthode de Caquot.
- ✓ Si l'une des trois conditions restantes n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée qui consiste à minorer la charge permanente  $G$  avec un coefficient  $\frac{2}{3}$  pour le calcul des moments aux appuis seulement.

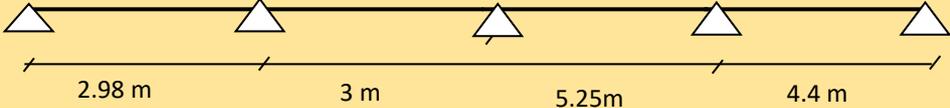
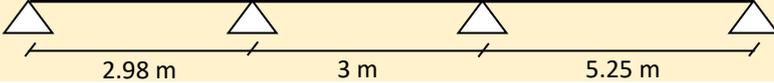
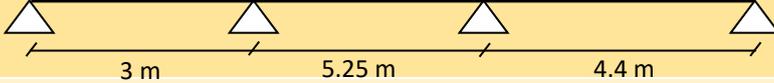
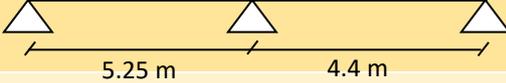
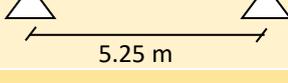
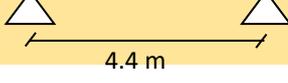
Son principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

### III.1.2 Les différents types des poutrelles :

Les différents types des poutrelles sont exposées dans le tableau suivant :

Tableau III-1 :Les différents types de poutrelles

Type	Schéma statique
1 <sup>er</sup> type	
2 <sup>eme</sup> type	
3 <sup>eme</sup> type	
4 <sup>eme</sup> type	
5 <sup>eme</sup> type	
6 <sup>eme</sup> type	
7 <sup>eme</sup> type	

III.1.3 Calcul des moments et des efforts tranchants dans les poutrelles

III.1.3.1 Calcul des charges revenant aux poutrelles

$h_t = 25 \text{ cm}$

$h_0 = 5 \text{ cm}$

$b = 63 \text{ cm}$

$b_0 = 10 \text{ cm}$

$$\begin{cases} ELU: P_u = 1,35G + 1,5Q \\ ELS: P_{ser} = G + Q \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} ELU: q_u = 0,65 \times P_u \\ ELS: q_{ser} = 0,65 \times P_{ser} \end{cases}$$

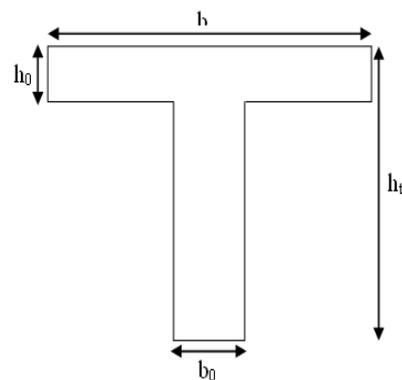


Figure III-1 : Coupe transversale d’une poutrelle

Les résultats de calculs à L'ELU et à L'ELS sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-2 : Les résultats de calculs à L'ELU et L'ELS.

Nature	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			$p_u$	$q_u$	$p_{ser}$	$q_{ser}$
Terrasse inaccessible	5,43	1	8,83	5,73	6,43	4,17
Terrasse accessible	5,74	1,5	9,99	6,49	7,24	4,70
Étage courant	4,64	1,5	8,51	5,53	6,14	3,991

Pour illustrer la méthode de calcul on prendra comme exemple la poutrelle type 5 du plancher RDC et 1er étage, les résultats obtenus pour les autres types sont résumés sur des tableaux.

- **Poutrelle type 5** :( 3 appuis)

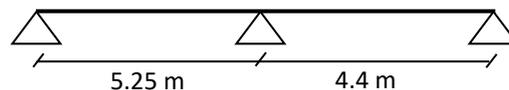


Figure III-2 : poutrelle de type 5

### III.1.3.2 Calcul des sollicitations maximales

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (BA.E. L91 art B6.2.21).

- **Planche terrasse inaccessible**

a) Plancher surcharge modérée ( $Q \leq \min(2G; 5 \text{ (KN/m}^2\text{)})$ )

$$\rightarrow Q = 1 \text{ (KN/m}^2\text{)} \leq \min(2 \times 5,43; 5 \text{ (KN/m}^2\text{)}) = 5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

b) le rapport entre deux travées successives  $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$

$$\rightarrow \frac{5,25}{4,4} = 1,19 \in [0,8 - 1,25]$$

c) Le moment d'inertie constant sur toutes les travées

d) Fissuration peu nuisible (F. P.N)

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

## III.1.3.3 Calcul des moments isostatique

- À l'ELU :

$$M_0 = \frac{P_U \times l^2}{8}$$

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{5,73 \times 5,25^2}{8} = 19,77 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{5,73 \times 4,4^2}{8} = 13,89 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{4,17 \times 5,25^2}{8} = 14,39 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{4,17 \times 4,4^2}{8} = 10,11 \text{ KN.m}$$

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-3 : Calcul des moments à l'ELS et à l'ELU.

Travée	$M_0^{\text{ELU}}$ (KN.m)	$M_0^{\text{ELS}}$ (KN.m)
A-B	19,77	14,39
B-C	13,89	10,11

- Moments aux appuis :

$$M_A = M_c = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0,15 \times M_0$

- À l'ELU :

Pour A et C

$$M_a = M_c = -0,15 \times \max(M_0^{\text{AB}}; M_0^{\text{BC}}) = -0,15 \times \max(19,77; 13,89)$$

$$M_a = M_c = -2,96 \text{ KN.m}$$

Pour B

$$M_B = -0,5 \times \max(M_0^{\text{AB}}; M_0^{\text{BC}}) = -0,5 \times \max(19,77; 13,89)$$

$$M_B = -9,88 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS :

$$M_a = M_c = -0,15 \times \max(M_0^{\text{AB}}; M_0^{\text{BC}}) = -0,15 \times \max(14,39; 10,11)$$

$$M_a = M_c = -2,15 \text{ KN.m}$$

Pour B

$$M_B = -0,5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = M_B = -0,5 \times \max(14,39; 10,11)$$

$$M_B = -7,19 \text{ KN.m}$$

- **Les moments en travées :**

Calcul le rapport de charge  $\alpha$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5,41} = 0,15 \quad \begin{cases} 1 + 0,3\alpha \rightarrow = 1,046 \\ 1,2 + 0,3\alpha \rightarrow = 1,24 \end{cases}$$

➤ **A l'ELU :**

- **Travée AB :**

$$M_t^{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max(105; 1,046) M_0^{AB}$$

$$M_t^{AB} + \frac{0 + 9,88}{2} \geq 1,05 \times 19,77$$

$$M_t^{AB} \geq 15,82 \text{ KNm} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,24}{2} \times 19,77$$

$$M_t^{AB} \geq 12,47 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(2)$$

$$M_t^{AB} = \max(15,82; 12,47) = 15,82 \text{ KN.m}$$

- **Travée BC :**

$$M_t^{BC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max(105; 1,046) M_0^{BC}$$

$$M_t^{BC} + \frac{9,88 + 0}{2} \geq 1,05 \times 19,77$$

$$M_t^{BC} \geq 9,64 \text{ KNm} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1,24}{2} \times 19,77$$

$$M_t^{BC} \geq 8,65 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(2)$$

$$M_t^{BC} = \max(9,64; 8,65) = 9,64 \text{ KN.m}$$

➤ **À l'ELS :**

- **Travée AB :**

$$M_t^{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max(105; 1,046) M_0^{AB}$$

$$M_t^{AB} + \frac{0 + 7,19}{2} \geq 1,05 \times 14,39$$

$$M_t^{AB} \geq 11,51 \text{ KNm} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,24}{2} \times 14,39$$

$$M_t^{AB} \geq 8,97 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(2)$$

$$M_t^{AB} = \max(11,51; 8,97) = 11,51 \text{ KN.m}$$

- Travée BC :

$$M_t^{BC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max(105; 1,046) M_0^{BC}$$

$$M_t^{BC} + \frac{7,19 + 0}{2} \geq 1,05 \times 14,39$$

$$M_t^{BC} \geq 8,97 \text{ KNm} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1,24}{2} \times 14,39$$

$$M_t^{BC} \geq 6,30 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(2)$$

$$M_t^{BC} = \max(8,97; 6,30) = 8,97 \text{ KN.m}$$

**III.1.3.4 Calcul des efforts tranchants**

- L'effort tranchant isostatique a l'ELU :

$$V_u = \frac{p \times l}{2}$$

On calcul  $V_0$  pour chaque travée :

- Travée AB :

$$V_A = \frac{q_u \times l_1}{2} = \frac{5,73 \times 5,25}{2} = 12,62 \text{ KN}$$

$$V_B = -1,1 \times \frac{q_u \times l_1}{2} = -13,89 \text{ KN}$$

- Travée BC :

$$V_B = 1,1 \frac{q_u \times l_2}{2} = 1,1 \times \frac{5,73 \times 4,4}{2} = 16,57 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{q_u \times l_2}{2} = -\frac{5,73 \times 4,4}{2} = -15,06 \text{ KN}$$

➤ Exemple de calcul de la poutrelle du type 3 du plancher appartenant à l'étage courant

- Poutrelle type 3 :( 4 appuis)

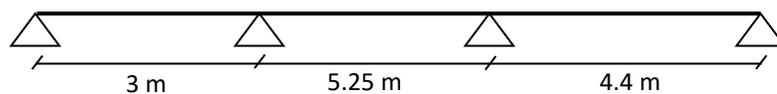


Figure III-3 :Poutrelle de type 3

### III.1.4 Application de la méthode de Caquot pour le deuxième type de plancher étage courant

Dans ce type de poutrelle on voit bien que la deuxième condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée ( $\frac{3}{5,25} = 0,57$ ) n'appartient pas à  $a \in [0,8; 1,25]$ .

→ alors on applique la méthode de Caquot minorée, qui consiste à remplacer  $G' = \frac{2}{3}G$ .

$$G' = \frac{2}{3} \times 5,74 = 3,82 (\text{KN/m}^2)$$

$$q'_u = 0,65 \times (1,35 \times G' + 1,5Q) = 4,86 (\text{KN/m}^2)$$

$$q'_{\text{ser}} = 0,65 \times (G' + Q) = 3,46 (\text{KN/m}^2)$$

#### III.1.4.1 Moments isostatiques

- **Calcul des moments isostatique :**

➤ **À L'ELU :**

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

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{6,49 \times 3^2}{8} = 7,30 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{5,53 \times 5,25^2}{8} = 19,05 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0 = \frac{5,53 \times 4,4^2}{8} = 13,38 \text{ N.m}$$

➤ **À L'ELS :**

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{4,71 \times 3^2}{8} = 4,48 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{3,99 \times 5,25^2}{8} = 13,74 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0 = \frac{3,99 \times 4,4^2}{8} = 9,65 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Un moment fictif } M_a = -0,15 \times M_0 = -0,15 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{CD}) = M_0^{CD} = \frac{q_u \times l_3^2}{8}$$

$$M_A = M_D = -1,74 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -\frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8,5(l'_g + l'_d)}$$

- **Pour B :**

$$P_g = 4,82 (\text{KN/m}^2)$$

$$P_d = 4,17 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$l'_g = l'_d$$

$$l'_g = l_g = 3 \text{ m (travée de rive) ,}$$

$$l'_d = 0,8 \times l_d = 4,2 \text{ m (Travée intermédiaire)}$$

$$M_B = - \frac{(3^3 \times 4,82 + 4,2^3 \times 4,17)}{8,5(3+4,2)} = -7,18 \text{ KN.m}$$

- **Pour C**

$$l'_g = 0,8 \times l_g = 4,2 \text{ m (Travée intermédiaire),}$$

$$l'_d = l_d = 4,4 \text{ m (travée de rive)}$$

$$M_C = -4,17 \times \frac{(4,2^3 + 4,4^3)}{8,5(4,4+4,2)} = -9,10 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (l - x) = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i} \quad ; \text{ tel que } x = : \text{ longueur fictive}$$

- **Travée AB**

$$x = \frac{3}{2} - \frac{0 - (-7,18)}{6,56 \times 3} = 1,13 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6,49 \times 1,13}{2} \times (3 - 1,13) = 6,87 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6,87 + \left(-7,18 \times \frac{1,13}{3}\right) = 4,16 \text{ KN.m}$$

- **Travée BC**

$$x = \frac{5,25}{2} - \frac{-7,18 - (-9,10)}{6,49 \times 5,25} = 2,55 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{5,43 \times 2,55}{2} \times (5,25 - 2,55) = 19,05 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 19,05 + \left(-7,18 \times \left(1 - \frac{2,55}{5,25}\right)\right) + \left(-9,10 \times \frac{2,55}{5,25}\right) = 10,93 \text{ KN.m}$$

- **Travée CD**

$$x = \frac{4,4}{2} - \frac{-9,10 - 0}{5,53 \times 4,4} = 2,57 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{5,53 \times 2,56}{2} \times (4,4 - 2,57) = 13,00 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 15,43 + \left(-9,10 \times \left(1 - \frac{2,57}{4,4}\right)\right) = 9,22 \text{ KN.m}$$

## III.1.4.2 Effort tranchant

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

$$\text{Avec : } V_{0i} = \frac{P_u \times l_i}{2}$$

- Travée AB

$$V_A = \frac{6,49 \times 3}{2} - \frac{0 - (-7,18)}{3} = 7,35 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6,49 \times 3}{2} - \frac{0 - (-7,18)}{3} = -12,14 \text{ KN}$$

- Travée BC

$$V_B = \frac{6,56 \times 5,25}{2} - \frac{(-7,18) - (-9,10)}{5,25} = 14,16 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6,56 \times 5,25}{2} - \frac{(-7,18) - (-9,10)}{5,25} = -14,89 \text{ KN}$$

- Travée CD

$$V_C = \frac{5,53 \times 4,4}{2} - \frac{(-9,10) - 0}{4,4} = 16,84 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{5,53 \times 4,4}{2} - \frac{(-9,10) - 0}{4,4} = -10,11 \text{ KN}$$

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

➤ T1

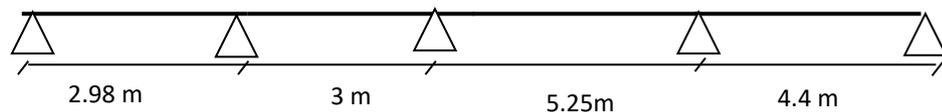


Figure III-4: Poutrelle de type 1

Tableau III-4 : Calcul des moments à L'ELS et à L'ELU de type 1.

Travée	$l_x$ (m)	$M_0$ (KN. m)	$M_G$ (KN. m)	$M_d$ (KN. m)	$M_t$ (KN. m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>ELU</b>							
AB	2,98	5,82	-1,69	-3,56	4,30	6,79	-9,18
BC	3	5,95	-3,56	-6,34	1,15	7,11	-8,97
CD	5,25	18,45	-6,34	-8,82	10,91	13,60	-14,55
DE	4,4	12,60	-8,82	-1,69	8,94	13,80	-9,79

ELS							
<b>AB</b>	2,98	4,19	-1,21	-2,54	3,11	/	/
<b>BC</b>	3	4,29	-2,54	-4,53	0,86	/	/
<b>CD</b>	5,25	13,31	-4,53	-6,30	7,92	/	/
<b>DE</b>	4,4	9,09	-6,30	-1,21	6,47	/	/

➤ T2

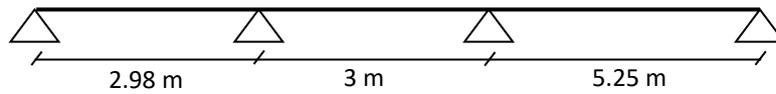


Figure III-5 : Poutrelle de type 2

Tableau III-5 : Sollicitation à l'ELU et à l'ELS de type 2

Travée	$l_x$ (m)	$M_0$ (KN. m)	$M_G$ (KN. m)	$M_d$ (KN. m)	$M_t$ (KN. m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>ELU</b>							
<b>AB</b>	2,98	5,82	-2,41	-3,56	4,30	6,79	-9,18
<b>BC</b>	3	5,62	-3,56	-9,86	-0,27	5,94	-10,14
<b>CD</b>	5,25	18,15	-9,86	-2,41	13,87	15,95	-12,20
<b>ELS</b>							
<b>AB</b>	2,98	4,19	-1,73	-2,54	3,11	/	/
<b>BC</b>	3	4,06	-2,54	-7,05	-0,15	/	/
<b>CD</b>	5,25	13,09	-7,05	-1,73	10,03	/	/

➤ T3

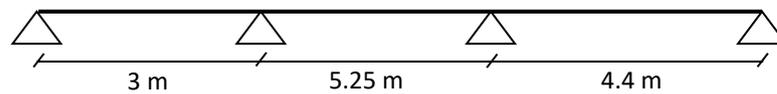


Figure III-6 : Poutrelle de type 3

Tableau III-6: Sollicitation à l'ELU et à l'ELS de type 3

Travée	$l_x$ (m)	$M_0$ (KN. m)	$M_G$ (KN. m)	$M_d$ (KN. m)	$M_t$ (KN. m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>ELU</b>							
<b>AB</b>	3	6,65	-1,69	-6,96	4,03	7,12	-11,76
<b>BC</b>	5,25	18,46	-6,96	-8,82	10,60	13,72	-14,43
<b>CD</b>	4,4	12,60	-8,82	-1,69	8,94	13,80	-9,79
<b>ELS</b>							
<b>AB</b>	3	4,82	-1,21	-4,98	2,94	/	/
<b>BC</b>	5,25	13,31	-4,98	-6,30	7,69	/	/
<b>CD</b>	4,4	9,09	-6,30	-1,21	6,47	/	/

➤ T4

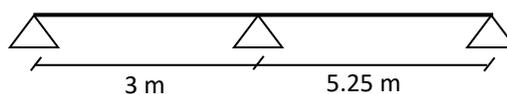


Figure III-7 : Poutrelle de type 4

Tableau III-7 : Sollicitation à l'ELU et à l'ELS de type 4

Travée	$l_x$ (m)	$M_0$ (KN. m)	$M_G$ (KN. m)	$M_d$ (KN. m)	$M_t$ (KN. m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>ELU</b>							
<b>AB</b>	3	6,17	-2,41	-10,15	2,91	6,06	-12,83
<b>BC</b>	5,25	18,13	-10,15	-2,41	13,75	16,01	-12,14
<b>ELS</b>							
<b>AB</b>	3	4,48	-1,73	-7,26	2,14	/	/
<b>BC</b>	5,25	13,07	-7,26	-1,73	9,94	/	/

➤ T5

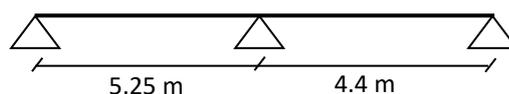


Figure III-8 : Poutrelle de type 5

Tableau III-8 : Sollicitation à l'ELU et à l'ELS de type 5

Travée	$l_x$ (m)	$M_0$ (KN. m)	$M_G$ (KN. m)	$M_d$ (KN. m)	$M_t$ (KN. m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>ELU</b>							
<b>AB</b>	4,4	13,46	-2,87	-9,58	9,34	12,23	-13,46
<b>BC</b>	5,25	19,16	-9,58	-2,87	15,33	16,06	-16,06
<b>ELS</b>							
<b>AB</b>	4,4	9,8	-2,09	-6,97	6,80	/	/
<b>BC</b>	5,25	13,95	-6,97	-2,09	11,16	/	/

➤ T6

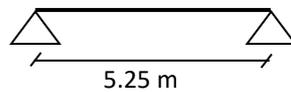


Figure III-9 :Poutrelle de type 6

Tableau III-9 :Sollicitation à l'ELU et à l'ELS de type 6

Travée	$l_x$ (m)	$M_0$ (KN. m)	$M_G$ (KN. m)	$M_d$ (KN. m)	$M_t$ (KN. m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>ELU</b>							
<b>AB</b>	5,25	19,16	0	0	19,16	15,06	19,77
<b>ELS</b>							
<b>AB</b>	5,25	13,95	0	0	13,95	/	/

➤ T7

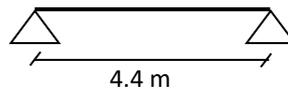


Figure III-10: Poutrelle de type 7

Tableau III-10: Sollicitation à l'ELU et à l'ELS de type 7

Travée	$l_x$ (m)	$M_0$ (KN. m)	$M_G$ (KN. m)	$M_d$ (KN. m)	$M_t$ (KN. m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>ELU</b>							
<b>AB</b>	4,4	13,46	0	0	13,46	12,23	12,23
<b>ELS</b>							
<b>AB</b>	4,4	9,80	0	0	9,80	/	/

### III.1.5 Ferrailage des poutrelles

On prend comme exemple les sollicitations maximales du plancher étage courant.

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t^u = 19,16 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -16,28 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -9,58 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_t^{ser} = 9,80 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -8,33 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -4,90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$h_t = 25 \text{ cm} ; \quad d = h_t - c = 25 - 2 = 23 \text{ cm} \quad ; b = 63 \text{ cm} \quad ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

#### ❖ Calcul à l'ELU :

##### ➤ Armatures longitudinales

##### • En travée

Le calcul se fera pour une section T soumise à la flexion simple selon l'organigramme (Annexe n°2)

#### ❖ Calcul du moment équilibré par la table de compression $M_{tu}$

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

$$M_{tu} = 14,2 \times 0,63 \times 0,05 \left( 0,23 - \frac{0,05}{2} \right) = 91,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 91,69 \text{ KN.m} \geq M_t = 19,16 \text{ KN.m}$$

$m \Rightarrow$  L'axe neutre se trouve dans la table de compression (la table est partiellement comprimée)

□ Le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) =  $(65 \times 25) \text{ cm}^2$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = \frac{19,16 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,63 \times 0,23^2} = 0,040 \leq 0,185 \text{ (Pivot A)}, \varepsilon_1 = 10 \text{ ‰}$$

$$\mu_1 = 0,3916 \geq \mu_{bu} = 0,042$$

$A' = 0$  (Pas d'armature comprimée)

Dans ce cas :  $\varepsilon_1 \leq \varepsilon_s \leq 10$

$A_T$ : la section d'armature ;  $A_T = \frac{M_T}{z f_{st}}$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,040} \right) = 0,051$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,23(1 - 0,4 \times 0,051) = 0,23 \text{ m}$$

$$A.N : A_T = \frac{19,16 \times 10^{-3}}{0,23 \times 348} = 2,47 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA10+1HA12=2,39 cm<sup>2</sup>**

### III.1.6 Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 63 \times 23 \times \frac{2,1}{400} = 1,74 \text{ cm}^2 \text{ CBA93 (Art A.4.2.1)}$$

$$A_T = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}$$

**Condition vérifiée**

### III.1.7 Ferrailage des poutrelles des différents niveaux

On procède au ferrailage des poutrelles pour les différents planchers de la même manière que l'exemple de calcul précédent, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-11: Ferrailage des poutrelles des différents niveaux

Niveaux	Location	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ ( $cm^2/ml$ )	$A_{min}$ ( $cm^2/ml$ )	$A_{cal}$ ( $cm^2/ml$ )
1 <sup>er</sup> Etage	Travée	14,30	0,029	0,037	0,226	1,81	2	2,36
	Appuis. inter	9,86	0,020	0,026	0,227	1,28	1,37	1,58
	Appuis Rive	2,41	0,005	0,006	0,229	0,31	0,31	0,79
2 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup> Etage	Travée	13,75	0,029	0,036	0,226	1,80	1,81	2,36
	Appuis. inter	10,15	0,021	0,027	0,227	1,32	1,41	1,58
	Appuis Rive	2,41	0,005	0,006	0,229	0,31	0,31	0,79
Terrasse inaccessible	Travée	15,33	0,032	0,041	0,226	2,01	2,01	2,36
	Appuis. inter	9,58	0,020	0,025	0,227	1,24	1,33	1,58
	Appuis Rive	2,87	0,006	0,007	0,229	0,37	0,37	0,79

#### ❖ Armatures transversales BAEL99 (Art 5.1.2.2)

$$\phi_1 \leq \min(\phi_1^{\min}; \frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}) \Rightarrow \phi_1 \leq \min(8; 10; 7,14)$$

Soit :  $\phi_1 = 6mm \Rightarrow$  on adopte un écrite  $\phi_6: A_{trs} = 2\phi_6 = 0,56 cm^2$

#### • Vérification de la poutrelle au cisaillement CBA93 (Art A.5.1.1)

$$fissuration\ peu\ nuisible \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \\ \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}; 5MPa \right] \end{cases}$$

A.N:

$$\tau_u = \frac{19,77 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,23} = 0,86 MPa \leq \bar{\sigma}_u = 3,3 MPa$$

$\Rightarrow$  pas risque de rupture par cisaillement.

#### ❖ Calcul des espacements

$$S_t \leq (0,9d; 40cm) = 20,7cm$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0,8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times K \times f_{t28})}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0,4}$$

$$S_t \leq (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

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

### III.1.8 Vérifications nécessaires

#### III.1.8.1 Vérifications à l'ELU

##### ➤ Vérifications vis-à-vis de l'effort tranchant

##### 1. Vérification de la bielle

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0,267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28}$

Avec  $\alpha = \min[0,9d; l - 4\text{cm}] = 20,7\text{cm}$

$$V_u = 17,71 \text{ KN.m} \leq 0,267 \times 0,207 \times 0,10 \times 25 \times 10^3 = 138,17 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque d'écrasement de la bielle sous l'effet de l'effort tranchant.

##### 2. Vérification des armatures longitudinales CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)

###### • Appui de rive

On doit vérifier que :  $A_1 \geq \frac{Y_s}{f_e} \times V_u^{\max}$

Avec :

$$A_1 = A_{\text{travée}} + A_{\text{rive}} = 2,26 + 0,62 = 2,88 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_1 = 2,88 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \times 17,71 = 0,82 \text{ cm}^2$$

###### • Appui intermédiaire

On doit vérifier que :

$$A_1 \geq \frac{Y_s}{f_e} \times \left( V_u^{\max} + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_1 = A_{\text{travée}} + A_{\text{inter}} = 2,26 + 2,07 = 4,27 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 6,78 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \times \left( 19,77 + \frac{-16,28}{0,9 \times 0,23} \right) \times 10^{-3} = -1,69 \text{ cm}^2$$

##### 3. Vérification de la jonction table nervure BAEL99 (Art. A.5.1.2.1.1)

$$\tau_u^1 = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u^1 = 1,53 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement

Tableau III-12 : Vérification des jonctions

Niveaux	Cisaillement $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l$ (cm <sup>2</sup> )		Vérification de la bielle $V \leq 0,267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28u}$ (KN)	Jonction Table nervure $\tau_u' \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)
		Rive	Intermédiaire		
1 <sup>er</sup> Etage	0,69 < 3,33	0,48 < 3,15	-1,36 < 3,15	15,95 < 138,17	3,33 > 0,67
2 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup> Etage	0,70 < 3,33	0,48 < 3,15	-1,40 < 3,15	16,06 < 138,17	3,33 > 0,67
Terrasse inaccessible	0,86 < 3,33	0,48 < 3,15	-1,32 < 3,15	19,77 < 138,17	3,33 > 0,83
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

### III.1.8.2 Vérifications des contraintes :

Les vérifications à faire à l'ELS concernent : l'état limite d'ouverture des fissures, l'état limite de compression du béton, ainsi que l'état limite de déformation. Puisque la fissuration est peu nuisible, donc la vérification de l'état limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire (BAEL91 Art. B.6.3)

- **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Sser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

y: Position de l'axe neutre

I: Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre

#### En travée

La position de l'axe neutre H

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0,63 \times 0,05^2}{2} - 15 \times 2,36 \times 10^{-4} \times (0,23 - 0,05)$$

$H = 1,50 \times 10^{-4} \geq 0 \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression  $\Rightarrow$  Calcul d'une section (b x h)

Calcul de y :

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

La résolution de cette équation nous donne :

$$y = 4,55 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie I :

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

$$I = 14028,37\text{cm}^4$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications à l'ELS obtenus pour les différents planchers :

Tableau III-13 : Les résultats des vérifications à L'ELS

Niveau	Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
1 <sup>er</sup> Etage	Travée	10,03	4,55	14028,37	3,25	15	Vérifiée
	Appuis	7,05	8,33	7027,15	8,65	15	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup> Etage	Travée	9,94	4,55	14028,37	3,22	15	Vérifiée
	Appuis	7,26	8,33	7027,15	8,90	15	Vérifiée
Terrasse inaccessible	Travée	14,39	4,83	15737,38	4,42	15	Vérifiée
	Appuis	12,23	9,70	9304,14	12,75	15	Vérifiée

- **Etat limite de déformation (flèche)**

D'après l'article du **BAEL 91 (Art.B.6.5)** la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

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

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

$$\frac{A_t}{b_0d} \geq \frac{4,2}{f_e}$$

$$l \leq 8 \text{ m}$$

Avec :

h : Hauteur de la poutrelle.

l: Longueur de la travée.

M<sub>t</sub> : Moment en travée à l'ELS.

M<sub>0</sub>: Moment isostatique de la travée à l'ELS.

A<sub>t</sub> : Section des armatures en travée choisie.

On prend la travée CD comme exemple de calcul T3 du plancher 1<sup>er</sup> étage (courant) avec  $l_{max}=5,25m$

**III.1.8.3 Vérification des conditions**

$$\frac{0,25}{5,25}=0,047 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{0,25}{525}=0,047 \leq \frac{9,84}{10 \times 16,35} = 0,060 \dots\dots\dots(2)$$

**Remarque :** Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

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

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

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

$$\overline{f}_{adm} = \frac{520}{1000} + 0,5$$

❖ **Evaluation des moments en travée :**

$q_g^{ser} = 0,65 \times G$  : La charge permanente totale qui revient à la poutrelle.

$q_j^{ser} = 0,65 \times j$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_p^{ser} = 0,65 \times (G+Q)$  : La charge permanente et la surcharge d’exploitation.

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 4,64 \text{ KN/m}^2 \\ j = 3 \text{ KN/m}^2 \\ P = 6,14 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} q_g^{ser} = 2,92 \text{ KN/m} \\ q_j^{ser} = 1,89 \text{ KN/m} \\ q_p^{ser} = 3,87 \text{ KN/m} \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} q_g^{ser'} = 1,95 \text{ KN/m} \\ q_j^{ser'} = 1,26 \text{ KN/m} \\ q_p^{ser'} = 2,57 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_g^{ser} = 6,63 \text{ KN.m} \\ M_j^{ser} = 4,10 \text{ KN.m} \\ M_p^{ser} = 8,42 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**III.1.9 Calcul des contraintes**

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_g^{ser} \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{6,63 \times 10^{-3} \times (0,23-0,045)}{14028,37 \times 10^{-8}} = 131,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_j^{ser} \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{4,10 \times 10^{-3} \times (0,23-0,045)}{14028,37 \times 10^{-8}} = 81,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_p^{ser} \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{8,42 \times 10^{-3} \times (0,23-0,045)}{14028,37 \times 10^{-8}} = 166,56 \text{ MPa}$$

**III.1.9.1 Caractéristiques de la section**

$y_G$ : Position du centre de gravité de la section homogène

$$y_G = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b-b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15Ad}{(b_0 \times h) + (b-b_0) \times h_0 + 15A} = \frac{\frac{10 \times 25^2}{2} + (63-10) \frac{5^2}{2} + 15 \times 2,36 \times 23}{(10 \times 25) + (63-10) \times 5 + 15 \times 2,36}$$

$$y_G = 8,36 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$ :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_G^3 + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{63}{3} \times 8,36^3 + 10 \frac{(25 - 8,36)^3}{3} - (63 - 10) \frac{(8,36 - 5)^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (23 - 8,36)^2$$

$$I_0 = 34545,07 \text{ cm}^4$$

### III.1.9.2 Calcul des moments d'inertie fissurés $I_f$

Avec :

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{10 \times 23} = 10,26 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} \Rightarrow \lambda_i = 4,15 \dots \dots \dots \text{déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1,66 \dots \dots \dots \text{déformation différée}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} = 0,50$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} = 0,32 \quad \text{si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} = 0,58$$

$$I_{fji} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 16322,84 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 12357,53 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 11153,38 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 20764,79 \text{ cm}^4$$

### III.1.9.3 Calcul des modules de déformation longitudinaux $E_i$ et $E_v$

Module de déformation longitudinale différée du béton:

$$E_v = 11000 \sqrt[3]{(f_{c28})} = 10818,86 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale instantanée du béton

$$E_i = 3E_v = 32456,59 \text{ MPa}$$

### III.1.9.4 Calcul des flèches $f$

$$f_{ji} = \frac{M_j^{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 2,13 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g^{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 4,55 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p^{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 6,64 \times 10^{-3} m$$

$$f_{gv} = \frac{M_g^{ser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 8,13 \times 10^{-3} m$$

### III.1.9.5 Calcul de la flèche totale $\Delta f$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gv} = 8,10 \text{ mm}$$

$$\overline{f_{adm}} = \frac{520}{1000} + 0,5 = 10,25 \text{ mm}$$

$$\Delta f < \overline{f_{adm}} \quad \Rightarrow \text{la condition de la flèche est vérifiée}$$

Tableau III-14 : Résultats du calcul totale de la flèche

Planche	1 <sup>er</sup> etage	du 2 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup> etage	Terrasse inaccessible
$q_g^{ser}$ (KN/m)	2,92	2,92	3,42
$q_j^{ser}$ (KN/m)	1,89	1,89	1,83
$q_p^{ser}$ (KN/m)	3,87	3,87	4,05
$M_g^{ser}$ (KN.m)	6,63	6,63	9,43
$M_j^{ser}$ (KN.m)	4,10	4,10	5,05
$M_p^{ser}$ (KN.m)	8,42	8,42	11,17
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	2,36	2,36	2,70
$I_{max}$ (m)	5,25	5,25	5,52
$\Delta f$ (mm)	8,10	8,10	13,06
$f_{adm}$ (mm)	10,25	10,25	10,25
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Non Vérifiée

### Remarque

On constate d'après les résultats obtenus, que la condition de flèche n'est pas vérifiée pour le plancher Terrasse inaccessible, on opte donc pour une augmentation de la section de ferrailage en travée des poutrelles de ces deux derniers planchers dans un premier lieu.

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications de l'état limite de déformation (Flèches) obtenus après augmentation des sections du ferrailage :

Tableau III-15 : Les résultats des vérifications de l'état limite de déformation

Niveau	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	Δf ≤ f <sub>adm</sub>		Observation
				Δf(mm)	f <sub>adm</sub> (mm)	
Terrasse inaccessible	3,39	5,27	19156,05	10	10,25	Vérifiée

III.1.10 Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux

Tableau III-16 :Tableau du schéma de ferrailage des poutrelles par niveaux

Niveau	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
1 <sup>er</sup> Etage			
2 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup> Etage			
Terrasse inaccessible			

Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise des barres de type rond lisse de nuance Fe= 235 MPa.

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

A<sub>⊥</sub> = 1.11cm<sup>2</sup>/m

On choisit: 5Φ6 = 1.41cm<sup>2</sup>      St = 20 cm [20 cm.....CBA

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.705 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Soit :  $A_{//} = 4\Phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2/\text{m}$        $St = 25 \text{ cm} [30 \text{ cm} \dots \dots \text{CBA}$

Donc on adopte un treillis soudé de mailles  $(150 \times 150) \text{ mm}^2$

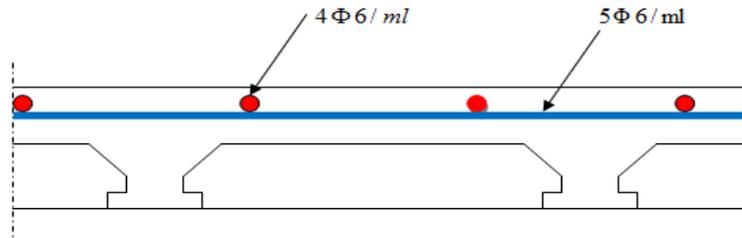


Figure III-11: Schéma de ferrailage de la dalle de compression

### III.2 Les dalles pleines

#### III.2.1 Dalle sur un seul appuis (panneau de dalle 1)

##### ❖ Caractéristiques de la dalle :

$$l_x = 0,50 \text{ m}$$

$$l_y = 3,95 \text{ m}$$

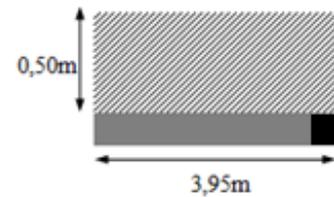


Figure III-12 : Schéma de dalle sur un seul appuis

##### ❖ Evaluation des charges

$$\begin{cases} P_u = (1,35 \times G + 1,5Q) \\ P_{ser} = G + Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_u = (1,35 \times 4,43 + 1,5 \times 3,5) = 11,23 \text{ KN/m}^2 \\ P_{ser} = 4,43 + 3,5 = 7,93 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

##### ❖ Calcul des sollicitations

###### ➤ Calcul des moments

$$\begin{cases} M_u = \frac{P_u \times l_x^2}{2} \\ M_{ser} = \frac{P_{ser} \times l_x^2}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_u = \frac{11,23 \times 0,5^2}{2} = 1,40 \text{ KNm} \\ M_{ser} = \frac{7,93 \times 0,5^2}{2} = 0,99 \text{ KNm} \end{cases}$$

##### ❖ Effort tranchant

$$V_u = P_u \times l_x = 11,23 \times 0,5 = 5,62 \text{ KN}$$

#### III.2.2 Ferrailage

Ce type de dalle se calcule comme une console soumise à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{1,40 \times 10^{-3}}{1 \times 0,10^2 \times 14,2} = 0,01$$

$$\mu_{bu} = 0,01 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,0125$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,1 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{1,40 \times 10^{-3}}{0,1 \times 348} = 0,410 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-17 : Les résultats de calcul de ferrailage

Sens	M <sub>u</sub> (KNm)	μ <sub>bu</sub>	α	z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Nombre
x-x	1,43	0,01	0,0125	0,1	0,41	1,51	3HA8

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,10 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq A_s \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

❖ Armatures de répartition :

$$A_y = \frac{A_s}{3} = \frac{1,51}{3} = 0,503 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : **3HA8**=1,51 cm<sup>2</sup>/ml

**III.2.3 Vérification de l'espacement**

Soit : **3HA8** , soit  $S_t = \frac{45}{3} = 15 \text{ cm}$

- ✓  $S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm})$  Pour FP et une charge repartie
- ✓  $S_t \leq \min(4 \times 12, 45 \text{ cm})$
- ✓  $S_t = 15 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$

**III.2.4 Vérification de l'effort tranchant**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5,62 \times 10^{-3}}{0,1 \times 1} = 0,056 \text{ MPa}$$

## ❖ Fissuration nuisible

$$\overline{\tau_u} = 0,07 \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,17 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow$  les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## III.2.5 Vérifications à l'ELS

❖ Vérification de  $\sigma_{bc}$  :➤ Calcul de  $y$  :

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

$$\frac{100}{2}y^2 + 15 \times 1,51 \times y - 15 \times 1,51 \times 10 = 0$$

$$y = 1,91 \text{ cm}$$

➤ Calcul de  $I$  :

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

$$I = \frac{100}{3} \times 1,91^3 + 15 \times 1,51 \times (10 - 1,91)^2$$

$$I = 1714,66 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul de  $\sigma_{bc}$  :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1,013 \times 10^{-3}}{1714,66 \times 10^{-8}} \times 1,91 \times 10^{-2} = 1.12 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{pas risque de fissuration du béton}$$

❖ Vérification de  $\sigma_{st}$  :

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

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{1,013 \times 10^{-3}}{1714,66 \times 10^{-8}} \times (10 - 1,91) \times 10^{-2} = 71,69 \text{ MPa}$$

## ❖ Fissuration nuisible

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,66; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**III.2.5.1 L'état limite de déformation**

La dalle se comporte comme une console, les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire la vérification de la flèche sont :

$$\frac{e}{l} = 0,24 > \max \left[ \frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right] = 0,05 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 1,51 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$l_x = 0,5 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Alors, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

❖ **Schéma de ferrailage**

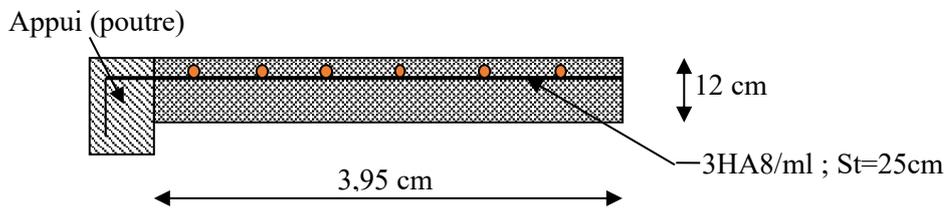


Figure III-13 : Schéma de ferrailage

**III.2.6 Dalle sur trois appuis**

$$l_x = 1,45 \text{ m}$$

$$l_y = 5,10 \text{ m}$$

❖ **Evaluation des charges**

- Estimation de la charge du mur

$$q_{\text{mur}} = 1,32 \times (2,88 - 0,12) = 3,64 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} P_u = (1,35 \times G + 1,5Q) \\ P_{\text{ser}} = G + Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_u = (1,35 \times 4,43 + 1,5 \times 3,5) = 11,23 \text{ KN/m}^2 \\ P_{\text{ser}} = 4,43 + 3,5 = 7,93 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

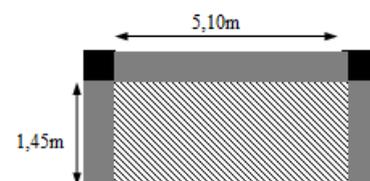


Figure III-14 : Schéma de dalle sur deux appuis

III.2.6.1 Calcul des sollicitations

➤ Calcul des moments

$$\begin{cases} M_u = \frac{P_u \times l_x^2}{2} + (q_{mur} \times l_x) \\ M_{ser} = \frac{P_{ser} \times l_x^2}{2} + (q_{mur} \times l_x) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_u = \frac{11,23 \times 1,45^2}{2} + (1,35 \times 3,64 \times 1,45) \\ M_{ser} = \frac{7,93 \times 1,45^2}{2} + (3,64 \times 1,45) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_u = 18,93 \text{ KNm} \\ M_{ser} = 13,61 \text{ KNm} \end{cases}$$

➤ Effort tranchant

$$V_u = P_u \times l_x + 1,35q_{mur} = (11,23 \times 1,45) + (1,35 \times 3,64)$$

$$V_u = 21,19 \text{ KN}$$

III.2.7 Ferrailage

Les résultats de calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III-18 : Résultats de calcul de ferrailage

Sens	M <sub>u</sub> (KNm)	μ <sub>bu</sub>	α	z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Nombre
x-x	18,93	0,13	0,17	0,093	5,84	6,79	6HA12

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,10 \times \frac{2,1}{400}$$

A<sub>min</sub> = 1,2 cm<sup>2</sup>/ml ≥ A<sub>s</sub> .....c'est vérifiée

❖ Armatures de répartition :

$$A_y = \frac{A_s}{3} = \frac{6,79}{6} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :3HA8=1,51 cm<sup>2</sup>/ml

III.2.8 Vérification de l'espacement :

Soit 3HA8, soit S<sub>t</sub> =  $\frac{100}{6}$  = 15 cm

S<sub>t</sub> ≤ min(4h ,45cm) Pour FP et une charge repartie

S<sub>t</sub> ≤ min(4 × 12 , 45 cm)

S<sub>t</sub>=15 cm ≤ 45cm ..... c'est vérifié

III.2.9 Vérification de l'effort tranchant

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21,19 \times 10^{-3}}{0,1 \times 1} = 0,21 \text{ MPa}$$

❖ **Fissuration nuisible**

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

⇒ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.2.10 Vérifications à l'ELS

❖ **Vérification de  $\sigma_{bc}$  :**

➤ **Calcul de  $y$  :**

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

$$\frac{100}{2}y^2 + 15 \times 6,79 \times y - 15 \times 6,79 \times 10 = 0$$

$$y = 3,60 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de  $I$  :**

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

$$I = \frac{100}{3} \times 3,60^3 + 15 \times 6,79 \times (10 - 3,60)^2$$

$$I = 5726,98 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de  $\sigma_{bc}$  :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{13,61 \times 10^{-3}}{5726,97 \times 10^{-8}} \times 3,60 \times 10^{-2} = 8,55 \text{ MPa}$$

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

Alors :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{pas risque de fissuration du béton}$$

❖ **Vérification de  $\sigma_{st}$  :**

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

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{13,61 \times 10^{-3}}{5726,98 \times 10^{-8}} \times (10 - 3,60) \times 10^{-2} = 228,14 \text{ MPa}$$

❖ Fissuration nuisible

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,66; 201,63) = 201,63\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} \geq \overline{\sigma}_{st} \quad \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Redimensionner la section des aciers

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\overline{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0,1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{dt}}$$

$$\beta = \frac{14,22 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1^2 \times 201,63} = 7,05 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 0,42 ; \quad A_{st} = 8,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc le choix de ferrailage est :  $A_{st} = 6\text{HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$

III.2.10.1 L'état limite de déformation

La dalle se comporte comme une console, les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire la vérification de la flèche sont :

$$\frac{e}{l} = 0,24 > \max\left[\frac{3}{80}, \frac{1}{20}\right] = 0,05 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 9,24 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$l_x = 1,45 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau III-19 : Résultats de calcul de la flèche

Sens	y-y
$l_x(\text{m})$	1,4
$M_j(\text{KN.m})$	4,2
$M_g(\text{KN.m})$	5,2654
$M_p(\text{KN.m})$	13,61
$I(\text{cm}^4)$	7121,124
$y(\text{cm})$	4,05
$I_0(\text{cm}^4)$	10565,44
$y_G(\text{cm})$	6,41

$\sigma_{sj}(MPa)$	52,639162
$\sigma_{sg}(MPa)$	65,9919628
$\sigma_{sp}(MPa)$	170,575951
$f_{ji}(mm)$	0,65916
$f_{gi}(mm)$	09,799
$f_{pi}(mm)$	4,02906
$f_{jv}(mm)$	2,40705
$\Delta f(mm)$	4,7970527
$\overline{f_{adm}}(mm)$	5,6

⇒ La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait

### III.2.11 Schéma de ferrailage

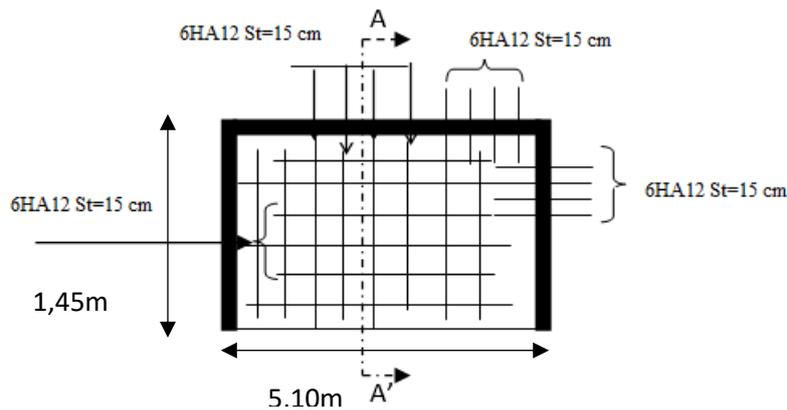


Figure III-15 :Schéma de ferrailage

### III.2.12 Dalle sur quatre appuis

$$l_x = 4,95 \text{ m}$$

$$l_y = 5,10 \text{ m}$$

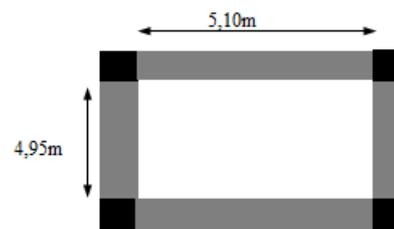


Figure III-16 : Schéma de dalle sur quatre appuis

#### ❖ Evaluation des charges

#### ➤ Calcul les sollicitations :

$$\begin{cases} P_u = (1,35 \times G + 1,5Q) \\ P_{ser} = G + Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_u = (1,35 \times 5,18 + 1,5 \times 2,5) = 10,74 \text{ KN/m}^2 \\ P_{ser} = (5,18 + 2,5) = 7,68 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

#### ➤ Calcul des moments

$$\text{Moments isostatique } \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$$

Avec  $\mu_x, \mu_y$  : coefficients donnés par le tableau en Annexe n°3

$$\text{ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0,039 \\ \mu_y = 0,88 \end{cases} \quad \text{ELS : } \begin{cases} \mu_x = 0,0467 \\ \mu_y = 0,954 \end{cases}$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_0^x = 10,26 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 9,03 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS : } \begin{cases} M_0^x = 8,78 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 8,37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **En travée**

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 8,72 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 7,67 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS : } \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 7,46 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 7,11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **En appuis**

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0,3M_0^x, \text{ appuis de rive} \\ -0,5M_0^x, \text{ appuis intermédiaire} \end{cases}$$

$$\text{ELU : } M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -3,07 \text{ KN.m} \\ -5,13 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS : } M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -2,63 \text{ KN.m} \\ -4,39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Efforts tranchants**

$$V_u = \frac{P_u \times l_x}{2} + \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u = 14,08 \text{ KN}$$

**III.2.13 Ferrailage**

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-20 : Résultats de calcul du ferrailage

Position	Sens	M <sub>u</sub> (KNm)	μ <sub>bu</sub>	α	z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Nombre
En travée	x-x	8,72	0,036	0,045	0,127	1,92	3,14	4HA10
	y-y	7,67	0,031	0,039	0,127	1,73	3,14	4HA10
Appuis de rive	x-x ; y-y	3,07	0,012	0,015	0,129	0,68	2,01	4HA8
Appuis intermédiaire	x-x ; y-y	5,13	0,021	0,026	0,128	1,14	2,01	4HA8

- **Condition de non fragilité :**
  - **En travée**

$$\begin{cases} e = 15 \text{ cm} \\ \rho = 0,97 \end{cases} \quad \begin{cases} \text{acier H. A, FeE400} \\ \rho_0 = 0,0008 \end{cases}$$

✓ sens  $I_x$

$$A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_{adop} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots$$

✓ Sens  $I_y$

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_{adop} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- En travée

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Calcul des espacements :

La fissuration est nuisible.

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

$$100/4 = 25 \text{ cm}$$

- Effort tranchant

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14,08 \times 10^{-3}}{0,13 \times 1} = 0,108 \text{ MPa}$$

- ❖ Fissuration nuisible

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,16 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$  les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.2.14 Vérification a L'ELS

- ❖ Vérification de  $\sigma_{bc}$  :

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

Calcul de  $y$  :

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

Calcul de  $I$  :

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

Tableau III-2 :Vérification des contraintes de compression dans le béton

position	Sens	M <sub>ser</sub> (KNm)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Observations
En travée	x-x	7,46	3,05	5608,77	4,05	15	Vérifier
	y-y	7,11	3,05	5608,77	3,86	15	Vérifier
Appuis de rive	x-x; y-y	2,63	2,51	4670,11	1,41	15	Vérifier
Appuis intermédiaire	x-x; y-y	4,39	2,51	4670,11	2,35	15	Vérifier

❖ Vérification de σ<sub>st</sub>

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

❖ Fissuration nuisible

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,66; 201,63) = 201,63MPa$$

Tableau III-22 :Vérification des contraintes de compression dans l'acier

position	Sens	M <sub>s</sub> (KNm)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Observations
En travée	x-x	7,46	3,05	5608,77	198,51	201,63	Vérifier
	y-y	7,11	3,05	5608,77	189,19	201,63	Vérifier
Appuis de rive	x-x; y-y	2,63	2,51	4670,11	88,61	201,63	Vérifier
Appuis intermédiaire	x-x; y-y	4,39	2,51	4670,11	147,91	201,63	Vérifier

III.2.15 Etat limite de déformation

✓ (||l<sub>x</sub>)

$$\frac{e}{l_x} = \frac{0,15}{4,95} = 0,03 > \max\left[\frac{3}{80}, \frac{1}{20}\right] = 0,05 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 2,41 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire

✓ (||l<sub>y</sub>)

$$\frac{e}{l_y} = \frac{0,15}{5,10} = 0,029 > \max\left[\frac{3}{80}, \frac{1}{20}\right] = 0,05 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 2,41 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\Delta f(\text{mm}) = 4,89 \text{ mm} \leq \overline{f_{adm}} = 10,20 \text{ mm}$$

➤ Donc la flèche est vérifiée

Tableau III-23 : Résultats de calcul de la flèche

Sens	y-y
$l_x(\text{m})$	4,95
$M_j(\text{KN.m})$	3,64
$M_g(\text{KN.m})$	5,038
$M_p(\text{KN.m})$	7,46
$I(\text{cm}^4)$	5608,77
$y(\text{cm})$	3,05
$I_0(\text{cm}^4)$	29506,48
$y_G(\text{cm})$	7,66
$\sigma_{sj}(\text{MPa})$	67,656545
$\sigma_{sg}(\text{MPa})$	93,6411192
$\sigma_{sp}(\text{MPa})$	138,658743
$f_{ji}(\text{mm})$	0,00084664
$f_{gi}(\text{mm})$	0,00117181
$f_{pi}(\text{mm})$	0,00173515
$f_{jv}(\text{mm})$	0,00077317
$\Delta f(\text{mm})$	4,89
$\overline{f_{adm}}(\text{mm})$	9,9

⇒ La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait

❖ Schéma de

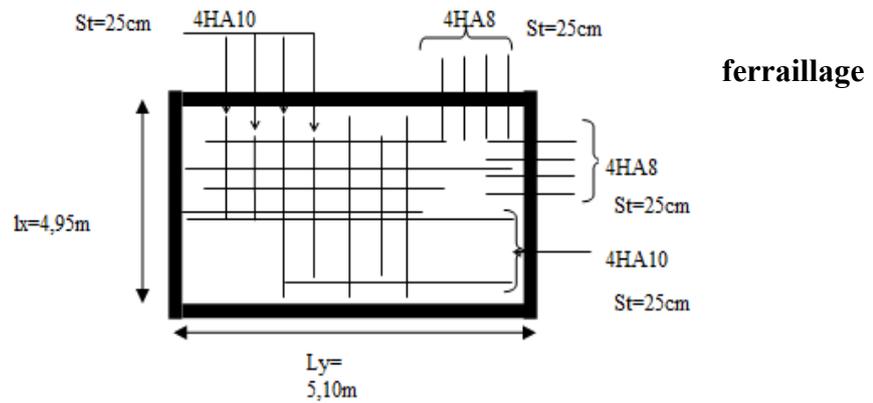


Figure III-17 : Schéma de ferrailage

### III.3 Etude des escaliers

#### III.3.1 Les Volées 1 et 3

a) Les charges permanent de l'escalier :

$$\text{la volée : } \begin{cases} G_v = 7,62 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{le palier : } \begin{cases} G_p = 5,01 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- Calcul les charges transmises à l'escalier :

A l'ELU :

$$\begin{cases} q_v^u = 1,35G_v + 1,5Q_v = 14,037 \text{ KN/m} \\ q_p^u = 1,35G_p + 1,5Q_p = 10,51 \text{ KN/m} \end{cases}$$

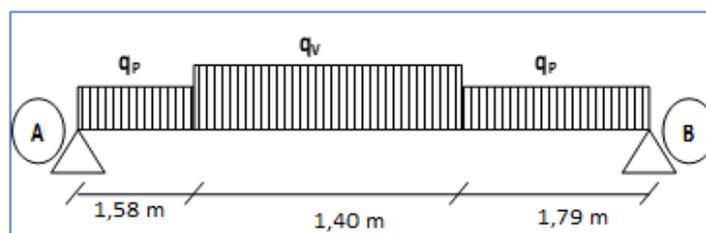


Figure III-18 : Schéma statique de l'escalier

- Calcul des réactions d'appuis

La poutre est isostatique, par la méthode de la résistance des matériaux on calcule les réactions aux appuis :

◆ **Exemple de calcul :**

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (14,037 \times 1,4) + (10,51 \times (1,58 + 1,79))$$

$$R_A + R_B = 55,06 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$R_A = \frac{(10,51 \times \frac{1,58^2}{2}) + (10,51 \times 1,79 \times (4,70 - \frac{1,79}{2})) + 14,037 \times 1,4 \times (\frac{1,4}{2} + 1,58)}{4,70}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 27,55 \text{ KN} \\ R_B = 27,51 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Calcul des sollicitations**

La poutre est soumise à des chargements différents, dans ce cas on procède par la méthode des sections :

$$0 \leq x \leq 1,58 \text{ m}$$

$$M(x) + q_v^u \times \frac{x^2}{2} - R_A x = 0 \Rightarrow M(x) = -10,51 \times \frac{x^2}{2} + 27,51 x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KNm} \\ M(1,58) = 30,34 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow -q_v^u x + R_A$$

$$\begin{cases} T(0) = 27,51 \text{ KN} \\ T(1,58) = 10,90 \text{ KN} \end{cases}$$

$$1,58 \text{ m} \leq x \leq 2,98 \text{ m}$$

$$M(x) + q_v^u \times 1,4 \times (x - \frac{1,4}{2}) + q_p^u \times \frac{(x-1,4)^2}{2} - R_A x$$

$$\Rightarrow M(x) = 27,51x - 10,51 \times 1,58(x - 0,79) - 14,037 \left( \frac{(x - 1,58)^2}{2} \right)$$

$$\begin{cases} M(1,58) = 30,34 \text{ KNm} \\ M(2,98) = 31,85 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = q_v^u x + q_p^u \times (x - 1,4) - R_A$$

$$\Rightarrow 14,037x - 27,51$$

$$\begin{cases} T(1,58) = -5,33 \text{ KN} \\ T(2,98) = 14,32 \text{ KN} \end{cases}$$

3<sup>ème</sup> tronçon : 2,98 m < x < 4,7 m

$$\Rightarrow M(x) = 27,51x - 10,51 \times 1,58(x - 0,79) - 14,037 \times 1,4(x - (0,7 + 1,58))$$

$$M(2,98) = 31,85 \text{ KNm}$$

$$M(4,70) = 16,81 \text{ KNm}$$

$$\frac{dM}{dx} = 14,037x - 27,51 = 0 \Rightarrow x_0 = 1,95 \text{ m}$$

$$M^{\max} = 33,42 \text{ KNm}$$

$$V^{\max} = 27,51 \text{ KNm}$$

❖ **Moment réel :**

$$M_t = 0,75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_t = 25,06 \text{ KNm}$$

$$M_a = -0,5 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_a = -16,71 \text{ KNm}$$

### III.3.1.1 Ferrailages

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III-24 : Résultat de calcul du ferrailage

Localisation	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Nombre
Travée	25,06	0,209	0,296	0,158	3,94	5,65	5HA12
Appuis	16,71	0,139	0,188	0,166	2,51	3,93	5HA10

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400}$$

- **En travée :**

$$A^t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **En appuis :**

$$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- ❖ **Armature de répartitions :**

- **En travée :**

$$A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8=2,01 cm<sup>2</sup>**

- **En appuis :**

$$A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

On opte : **3HA8=1,51 cm<sup>2</sup>**

### III.3.1.2 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu} = \frac{v^{mas}}{b \times d} = \frac{27,51 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,152 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0,152 \text{ MPa} < \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

- ❖ **Armatures longitudinales à l'effort tranchant**

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$\text{Avec : } A_l = 3,14 + 3,14 = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$(V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (27,51 \times 10^{-3} + \frac{10,09 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,13}) \times \frac{1,15}{400}$$

$$A_l = 6,28 \text{ cm}^2 \geq 3,038 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures**

Les règles d'espacement des barres donnée aux **BAEL91** donnent :

- ✓ **Armatures longitudinales**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

- ✓ **Armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$$

### III.3.1.3 Vérifications à l'ELS

La fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire concernent uniquement :

- La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc}$
- L'état limite de déformation (flèche)

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

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

Le calcul des sollicitations maximal a l'ELS sont récapitulés dans le tableau suivant :

$$q_v^s = G_v + Q_v = 10,12 \text{ KN/m}$$

$$q_p^s = G_p + Q_p = 7,51 \text{ KN/m}$$

$$M^{max} = 15,16 \text{ KN.m}$$

En appliquant la méthode de sections de la même manier qu'à l'ELU, on aura :

❖ **Calcul des contraintes**

- **Calcul de y :**

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

- **Calcul de I:**

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

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

Tableau III-26 : Résultats de calcul des contraintes

Localisation	M <sub>ser</sub> (KNm)	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
Travée	11,37	4,74	18451,27	2,92	15
Appuis	7,58	4,05	13686,15	2,24	15

**III.3.1.4 Etat limite de déformation**

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

1.  $\frac{e}{L_x} = 0,5 \geq \max(\frac{3}{80}; \frac{3}{20 \times M_{0x}}) = 0.037$  ..... condition vérifiée
2.  $\frac{A_t}{b \times d} = 2,4 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3}$  .....condition vérifiée
3.  $l < 8 \text{ m}$  .....condition vérifiée
  - Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

### III.3.1.5 Schéma de ferrailage

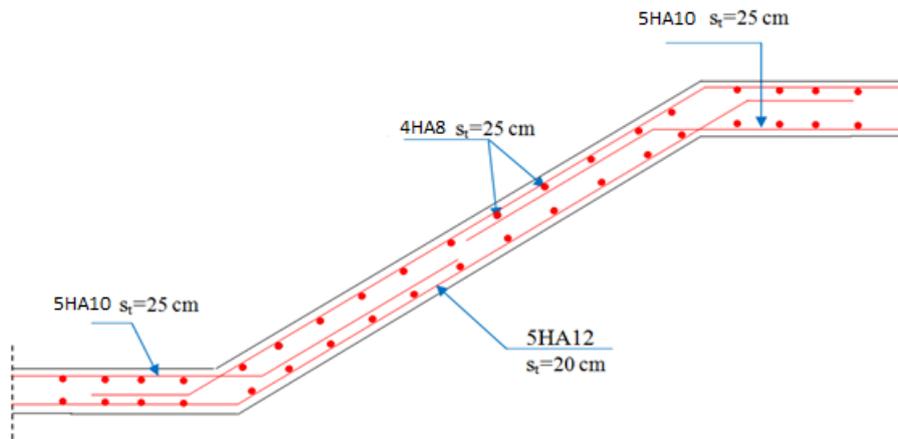


Figure III-19 : Schéma de ferrailage du volées 1et3

### III.3.2 La volée deuxième

a) Les charges permanent de l'escalier :

$$\text{la volée : } \begin{cases} G_v = 7,62 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

• Calcul la charge transmise à l'escalier :

❖ A l'ELU :

$$q_v^u = 1,35G_v + 1,5Q_v = 14,037 \text{ KN/m}$$

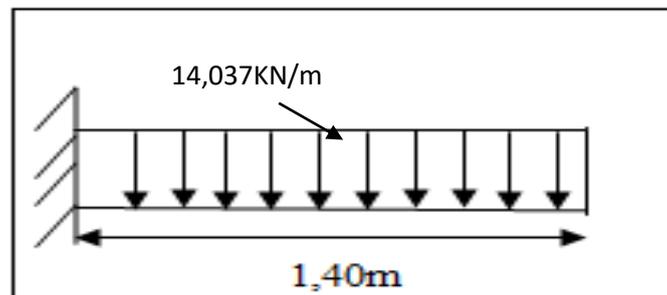


Figure III-20 : Schéma statique de l'escalier

Ce type de poutre se calcule comme une console.

#### III.3.2.1 Ferrailage

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-27 : Résultats de calcul de ferrailage

$R_p$ (KN)	$M$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Nombre
16,84	13.75	0,293	0,446	0,106	3,22	3,93	5HA10

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times \frac{2,1}{400}$$

$A_{adop} = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée

- **Armature de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,983 \text{ cm}^2$$

On opte : **4HA8=2,01cm<sup>2</sup>**

### III.3.2.2 Vérifications de l'effort tranchant

$$V^{max} = 19,64 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{19,64 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,151 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0,13 \text{ MPa} < \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

### III.3.2.3 Vérification de l'espacement

$$S_t \leq (2,5h; 25\text{cm})$$

$$S_t \leq (2,5 \times 15; 25\text{cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

### III.3.2.4 Vérification à l'ELS

- Calcul de charge transmise à l'escalier :**

$$q_v^s = G_v + Q_v = 10,12 \text{ KN/m}$$

- Calculs des sollicitations à l'ELS**

Par la méthode d'RDM, les calculs des sollicitations à l'ELS est :

$$M^{max} = \frac{q_v^s \times l^2}{2} = \frac{10,12 \times 1,2^2}{2}$$

$$M^{max} = 7,28 \text{ KNm}$$

### III.3.2.5 Vérification des contraintes

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

- ❖ **Fissuration nuisible**

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

❖ Calcul des contraintes :

- Calcul de y :

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

- Calcul de I:

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

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

Tableau III-28 : Résultat de calcul des contraintes

Localisation	M <sub>ser</sub> (KNm)	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
Travée	7,28	4,54	7338,36	4,50	15

III.3.2.6 Etat limite de déformation

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

1.  $\frac{h}{L_x} = 0,128 \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_0} = 0,05$ .....Condition vérifier
2.  $\frac{A_t}{b \times d} = 2,4 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3}$  .....Condition vérifier
3.  $l < 8 m$  .....Condition vérifier

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

III.3.2.7 Schéma de ferrailage

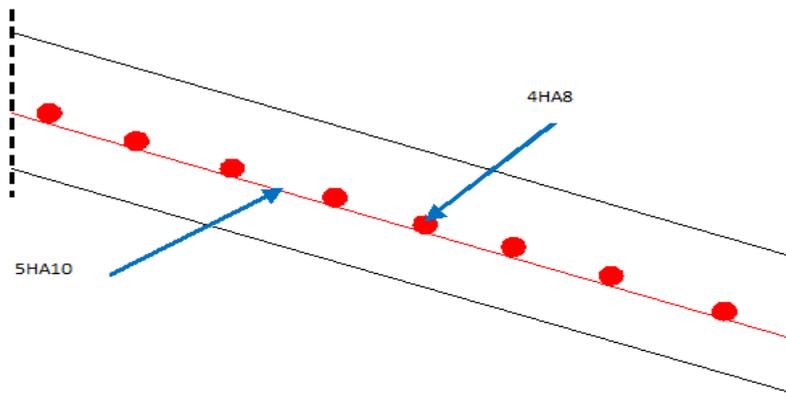


Figure III-21 : Schéma de ferrailage de la volée deux

III.4 Etude de la poutre brisée

La poutre brisée est une poutre inclinée qui suit la forme de la deuxième volée, elle se calcule en flexion simple et en torsion.

III.4.1 Calcul à la flexion simple

a. Calcul des charges

La poutre palière est soumise à :

- Poids propre :

Parti horizontale :  $g_0 = 25 \times 0,3 \times 0,4 = 3 \text{ KN/m}$

Parti inclinée :  $g_1 = 25 \times 0,3 \times \frac{0,4}{\cos(34,43)} = 3,63 \text{ KN/m}$

- Poids du mur :

$g_{\text{mur}} = 2,85 \times (2,88 - 0,96) = 5,47 \text{ KN/m}$

- Charge transmise de la pailleasse :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_B = 27,51 \text{ KN: la réaction d'appuis de la 2eme volée à l'ELU} \\ R_p = 19,65 \text{ KN: la reaction d'appuis consol à l'ELU} \end{array} \right.$$

b. Calcul des sollicitations

$q_u^1 = 1,35(g_1 + g_{\text{mur}}) + R_p = 28,60 \text{ KN/m}$

$q_u^2 = 1,35(g_0 + g_{\text{mur}}) + R_B = 36,46 \text{ KN/m}$

Par la Methods RDM, on résume ses résultats dans le tableau si dessous :

Tableau III-29 : Résultats de calcul par la méthode RDM

$R'_A$ (KN)	$R'_B$ (KN)	$X_0$	$M^{\text{max}}$ (KNm)	$M_t$ (KNm)	$M_a$ (KNm)	$V^{\text{max}}$ (KN)
59,84	59,84	2,15	59,00	44,25	29,50	59,84

III.4.2.1 Ferrailage

La poutre brisée se ferrailer, par flexion simple comme une poutre isostatique :

Les résultats de calculs sont résumés par le tableau si dessous :

Tableau III-30 : Résultats de calcul du ferrailage

Localisation	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z(cm)	$A_{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	Nombre
En travée	44,25	0,055	0,07	0,36	2,99	5,65	5HA12
En appuis	29,50	0,036	0,046	0,37	1,97	3,39	3HA12

- Condition de non fragilité :

$A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 0,3 \times 0,38 \times \frac{2,1}{400}$

En travée :  $A_t = 5,65\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,37\text{cm}^2$ ..... C'est vérifié

En appuis :  $A_a = 3,39\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,37\text{cm}^2$ .....c'est vérifié

### III.4.2 Vérification de la contrainte de cisaillement

$$V^{\max} = 59,84 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V^{\max}}{b \times d} = \frac{59,84 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,38} = 0,52 \text{ MPa}$$

❖ **Fissuration nuisible**

$$\overline{\tau}_{bu} = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,3 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0,52 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{bu} = 3,3 \text{ MPa}$$

→ Donc la condition est vérifiée.

### III.4.3 Vérifications à l'ELS

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

❖ **Fissuration nuisible**

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

❖ **Calcul des contraintes :**

• **Calcul de y :**

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

• **Calcul de I:**

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

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

Tableau III-31 : Résultats de calcul des contraintes

Localisation	$M_{ser}$ (KNm)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	42,96	12,09	80457,35	7,41	15
Appuis	28,64	9,78	49849,74	5,6	15

➤ **Calcul à la torsion**

Le moment maximal de torsion provoqué sur la poutre brisée est transmis par la volée deuxième

$$M_{tor} = -M_{v2} \times \frac{L}{2} = -10,10 \times \frac{4,3}{2} = 22,22 \text{ KNm}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_T = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$$

Tel que :

$\varphi = \min(b; h)$  : Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ( $b \times h$ )

$$e = \frac{\varphi}{6} \Rightarrow e = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (40 - 5)$$

$$\Omega = 875 \text{ cm}^2$$

$$\tau_T = \frac{22,22 \times 10^{-3}}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} \Rightarrow \tau_T = 2,530 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que :  $\tau \leq \overline{\tau_{adm}}$

$$\text{Avec : } \tau = \sqrt{\tau_T^2 + \tau_u^2} = \sqrt{2,53^2 + 0,62^2} \Rightarrow \tau = 2,60 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$  pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Armatures longitudinales en torsion**

La section d'armature longitudinale est :

$$A_I = \frac{M_T \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega}$$

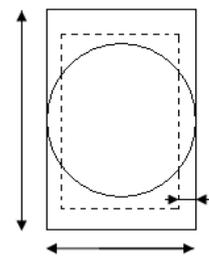
$\mu$ : c'est le périmètre de la surface  $\Omega$

$$\mu = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(30 - 5) + (40 - 5)]$$

$$\mu = 120 \text{ cm}$$

$$A_I = \frac{22,22 \times 10^{-3} \times 1,2 \times 1,15}{2 \times 400 \times 875 \times 10^{-4}}$$

$$A_I = 4,38 \text{ cm}^2$$



- **Armature transversale**

- **En torsion**

Soit l'espacement des armatures transversales :  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{22,22 \times 10^{-3} \times 0,2 \times 1,15}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 400} = 0,730 \text{ cm}^2$$

- **A la flexion simple**

Soit l'espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$

Figure III-22 : Armature longitudinales en torsion

$$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40\text{cm}) = \min(36; 40)$$

$$S_t \leq 36\text{cm}$$

$$A_{t \text{ flexion}} = \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 0,3 \times 0,2}{400}$$

$$A_{t \text{ flexion}} = 0,60\text{cm}^2$$

#### III.4.4 Ferrailage globale

- Armature transversale

$$A_t = A_t^{\text{tor}} + A_{t \text{ flexion}} = 0,73 + 0,6 = 1,33\text{cm}^2$$

#### III.4.6 Schéma de ferrailage

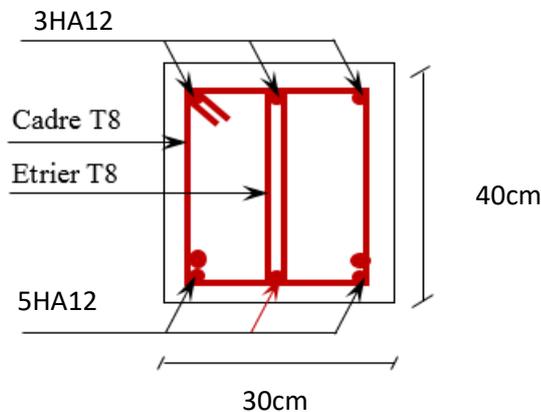


Figure III-23: Schéma de ferrailage de la poutre brisée

#### III.5 Etude de la poutre de chaînage

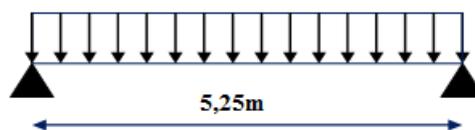


Figure III-24 : Schéma de la poutre de chaînage

##### III.5.1 Dimensionnement

D'après le **RPA99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à  $\frac{2}{3}$  de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre cas, la poutre sert d'appui pour les poutrelles du plancher à corps creux, et pour reprendre le poids des cloisons

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 14 \text{ cm}; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow h \geq 15 \text{ cm}$$

## ❖ Condition de la flèche

$$\frac{l}{15} < h < \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{495}{15} < h < \frac{495}{10} \Rightarrow 33 \text{ cm} < h < 49,5 \text{ cm}$$

## ❖ Vérification des exigences du RPA99V2003

$$b = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

Donc, on prend :  $b = 30 \text{ cm}$  et  $h = 35 \text{ cm}$

$$\frac{h}{b} = 1,33 < 4$$

## III.5.2 Calcul les sollicitations

La poutre de chaînage est soumise aux chargements suivants :

## • Poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0,3 \times 0,5 = 2,63 \text{ KN/m}$$

## • Poids du mur :

$$g_{\text{mur}} = 2,85 \times (2,88 - 0,96) = 5,47 \text{ KN/m}$$

## a. Calcul des sollicitations

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$q_u = 1,35(g_0 + g_{\text{mur}}) = 1,35(2,63 + 5,47)$$

$$q_{\text{ser}} = (2,63 + 5,47)$$

$$q_u = 10,94 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{ser}} = 8,10 \text{ KN/m}$$

La poutre est isostatique, par la méthode de RDM, on calcul les sollicitations maximales

## ❖ Moments isostatiques

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_0^u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 37,69 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0^{\text{ser}} = q_{\text{ser}} \times \frac{l^2}{8} = 27,90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## ❖ Moments en travée

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_t^u = 0,85 \times M_0^u = 32,03 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^{\text{ser}} = 0,85 \times M_0^{\text{ser}} = 23,77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## ❖ Moment en appuis

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_t^u = -0,5 \times M_0^u = -18,84 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^{\text{ser}} = -0,5 \times M_0^{\text{ser}} = -13,95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.5.3 Ferrailage

Les résultats de calculs sont résumés par le tableau ci dessous :

Tableau III-32 : Résultats de calculs de ferrailage

Localisation	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Nombre
Travée	32,03	0,069	0,78	0,22	4,06	4,90	3HA12+3HA8
Appuis	18,84	0,04	0,89	0,21	2,55	3, 39	3HA12

III.5.4 Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 28,71 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{28,71 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,33} = 0,29 \text{ MPa}$$

F.P.N  $\Rightarrow \overline{\tau_{bu}} \leq \min (0,2f_{c28}/\gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}} \Rightarrow$  Pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ Armatures transversales

On fixe  $S_t = 15$  cm en travée et 10 cm en appui

1)  $A_{tran} \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{tran} \geq 0,45 \text{ cm}^2$

2)  $A_{tra} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} < 0$

Soit un cadre  $\phi 8$  + un étrier  $\phi 8 \Rightarrow A_{tra} = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

III.5.5 Vérifications à l'ELS

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée) si les conditions de la vérification de la flèche ne sont pas vérifiées.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-33 : Résultats de calcul de la contrainte de compression dans le béton

Localisation	$M_{ser}$ (KNm)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
Travée	23,72	10,5	48785,62	5,10	15
Appuis	13,95	7,98	29026,21	3,83	15

III.5.6 Vérification de la flèche

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

- $\frac{h}{L_x} = 0,066 \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_0} = 0,0425 \dots \dots \dots$  Condition vérifier
- $\frac{A_t}{b \times d} = 4,9 \times 10^{-4} \leq \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots$  Condition vérifier
- $l < 8 \text{ m} \dots \dots \dots$  Condition vérifier

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

III.5.7 Schéma de ferrailage

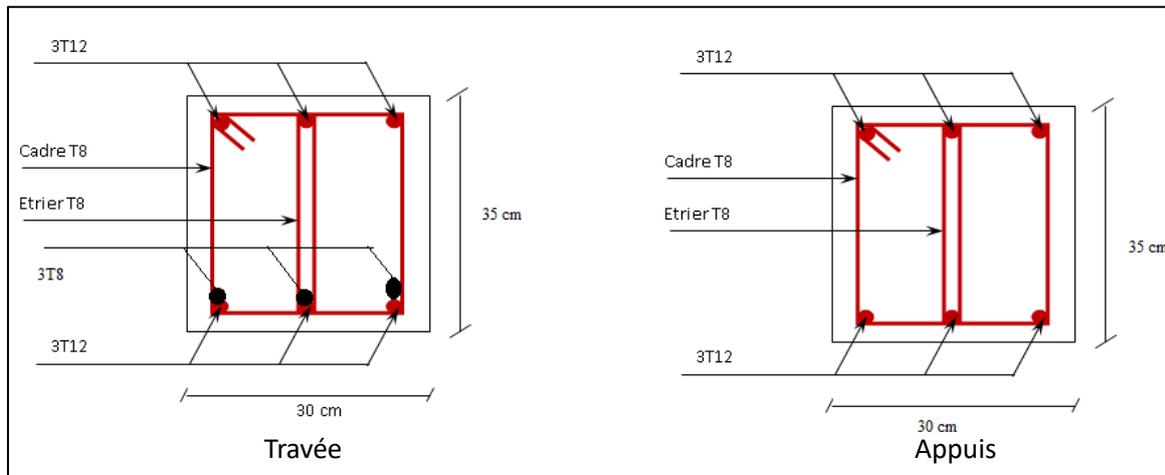


Figure III-25 :Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.6 Etude de l'ascenseur

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction l'ascenseur qui fait objet de la présente étude est destiné pour déplacer 8 personnes, ses caractéristiques sont les suivantes :

$$\begin{cases} P_M = 15KN \\ D_M = 82KN \end{cases}$$

Avec :

$P_M$  : charge due à la salle machine.

$D_M$  : charge due à l'ascenseur (cabine).

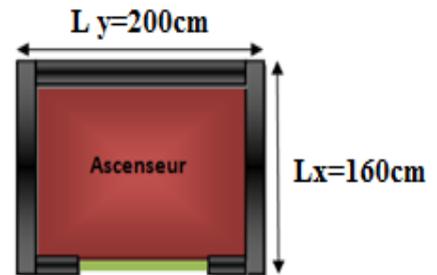


Figure III-26 :Les dimensionnement de l'ascenseur

III.6.1 Evaluation des charges et surcharges

La dalle a les dimensions suivantes :

$$\begin{cases} l_x = 1,6m \\ l_y = 2m \end{cases}$$

La dalle reprend une charge importante, on choisit alors une épaisseur de 20cm

- Charges uniformément réparties

$$G_0 = G_1 + G_2$$

$G_0$  : le poids propre de l'ascenseur

$G_1$  : Poids propre de la dalle.

$G_2$  : Poids du revêtement sur la dalle (e=5cm)

$$G_1 = 25 \times 0,2 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_2 = 25 \times 0,05 = 1,1 \text{ KN/m}^2$$

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

• **Charges concentrées**

La dalle est aussi soumise à une **charge concentrée** due au poids du système de levage :

$$G_{\text{concentrée}} = D_M + P_M = 82 + 15$$

$$G_{\text{concentrée}} = 97 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{concentrée}} = P_{\text{personne}} = 6,30 \text{ KN}$$

**III.6.1.1 Calcul à l'ELU**

Ø **Calcul les sollicitations**

**1. Sous charges uniformément réparties**

$$q_M = 1,35q_M + 1,5Q = 1,35 \times 6,1 + 1,5 \times 1$$

$$q_M = 9,735 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{160}{200} = 0,8 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille en flexion simple dans deux sens.}$$

$$\rho = 0,8 \Rightarrow \text{Annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{cases}$$

$$M_{01}^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0,0561 \times 9735 \times 1,6^2$$

$$M_{01}^x = 1,398 \text{ KN.m}$$

$$M_{01}^y = \mu_y \times M_0^x = 0,5959 \times 1,398$$

$$M_{01}^y = 0,838 \text{ KN.m}$$

**2. Sous charges concentrées**

La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur l'aire  $a_0 \times b_0$  elle agit uniformément sur une aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$  : Surface d'application de la charge donnée en fonction de vitesse.

$u, v$  : dimensions du rectangle d'impact de la charge au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$\text{On a } \begin{cases} u = a_0 + b_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \text{ pour } V = 1 \text{ m/s } \begin{cases} a_0 = 80 \text{ cm} \\ b_0 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

$h_1 = 5 \text{ cm}$  : épaisseur de revêtement

$h_0 = 20 \text{ cm}$  : épaisseur de dalle

$\xi = 1$  : Coefficient qui dépend du type de revêtement.

$$u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm}$$

$$v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm}$$

avec :  $\nu$  : est le coefficient de poisson

$$M_{01}^x = q_u \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{02}^x = q_u \times (M_2 + \nu M_1)$$

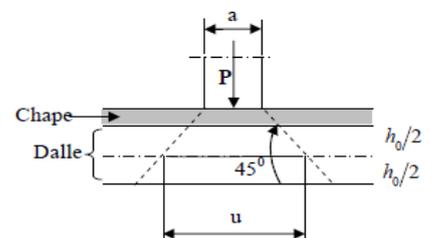


Figure III-27 : Schéma représentatif de la surface d'impact

$$M_1 = \frac{u}{l_x} = \frac{110}{160} = 0,6875 \text{ et } \rho = 0,8$$

$$M_2 = \frac{v}{l_y} = \frac{110}{200} = 0,550 \text{ et } \rho = 0,8$$

En se référant à l'abaque de Pigeaud (Annexe 2), on trouve :

$$M_1 = 0,088 ; M_2 = 0,056$$

$$q_u = 1,35 \times G_{\text{concentrée}} + 1,5 \times Q_{\text{concentrée}} = 1,35 \times 97 + 1,5 \times 6,30$$

$$q_u = 140,40 \text{ KN}$$

$$q_{\text{ser}} = G_{\text{concentrée}} + Q_{\text{concentrée}} = 97 + 6,30$$

$$q_{\text{ser}} = 103,3 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = q_u \times M_1 = 140,4 \times 0,088$$

$$M_{x2} = 1235 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = q_u \times M_2 = 140,4 \times 0,056$$

$$M_{y2} = 7,86 \text{ KN.m}$$

#### ➤ Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 1,398 + 12,35$$

$$M_x = 13,74 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0,838 + 7,86 =$$

$$M_y = 8,69 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,4 \times M_x = -5,49 \text{ KN.m}$$

$$\text{en travée} \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x \\ M_t^y = 0,85 \times M_y \end{cases} \quad \begin{cases} M_t^x = 11,68 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 7,39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### III.6.2 Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur, de 20 cm d'épaisseur.

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau III-34 : Résultats du calcul de ferrailage

Localisation	Sens	$M_u$ (KNm)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	Nombre	$S_t$ (cm)
Travée	x-x	11,68	0,025	0,032	0,177	1,89	2,10	4HA8	25
	y-y	7,39	0,016	0,020	0,178	1,18	2,10	4HA8	25
Appuis	x-x ; y-y	5,49	0,011	0,014	0,178	0,87	1,51	3HA8	33

## III.6.2.1 Vérifications à l'ELU

## ❖ Vérification de condition de non fragilité

$$A_t^x = 3HA10/ml = 2,01 \text{ cm}^2/ml > A_x^{\min} = 1,7 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_t^y = 4HA8/ml = 2,01 \text{ cm}^2/ml > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2/ml$$

## ❖ Vérification au poinçonnement

Selon le BAEL 91, aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite :

$$q_u < 0,045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$q_u$  : Charge de calcul à l'ELU.

$u_c$  : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$h$  : épaisseur totale de la dalle.

$$q_u = 140,40 \text{ KN}$$

$$0,045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times (2 \times 2,2) \times 0,2 \times \frac{25}{1,5}$$

$$q_u = 140,40 \text{ KN} < 660 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de poinçonnement de la dalle.

## ❖ Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

Les efforts tranchants sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau III-35 : Les efforts tranchants

Effort tranchant (KN)	Sous charge Répartie	Sous charge Concentrée	Superposition $V = V_1 + V_2$	$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{f_e}$ (MPa)
$V_x$	5,52	42,25	47,77	0,265	1,16
$V_y$	2,82	42,25	45,07		

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## III.6.2.2 Calcul à l'ELS

## ➤ Calcul des sollicitations

Le calcul des sollicitations est mené de la même manière qu'à l'ELU, Les résultats sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau III-36 : Le calcul des sollicitations

Moments (KN)	Sous charge répartie	Sous charge Concentrée	Superposition	$M_{travée}$	$M_{appui}$
$M_x$	1,14	10,24	11,38	9,67	-4,55
$M_y$	0,81	7,60	8,41	7,15	

III.6.2.3 Vérification à l'ELS

❖ Vérification des contraintes à l'ELS

Le calcul ainsi que la vérification des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-37 : Résultats de calcul des contraintes à l'ELS

Sens	$M_s$ (KNm)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Observations
x-x	9,67	3	7680	3,77	15	Vérifier
y-y	7,15	3	7680	2,79	15	Vérifier

❖ Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$e > \max \left[ \frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right] \times l_x$$

$$A_t^x < \frac{2 \times b \times d}{f_e}$$

$$\text{Max} \left( 0,0375 ; \frac{9,67}{20 \times 11,38} \right) \times 1,60 = 4,68 \text{ cm}$$

$$e = 20 \text{ cm} > 4,68 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{2 \times b \times d}{f_e} = 9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(2)$$

⇒ Il n'y a pas nécessaires de vérifier la flèche.

➤ Schéma de ferrailage :

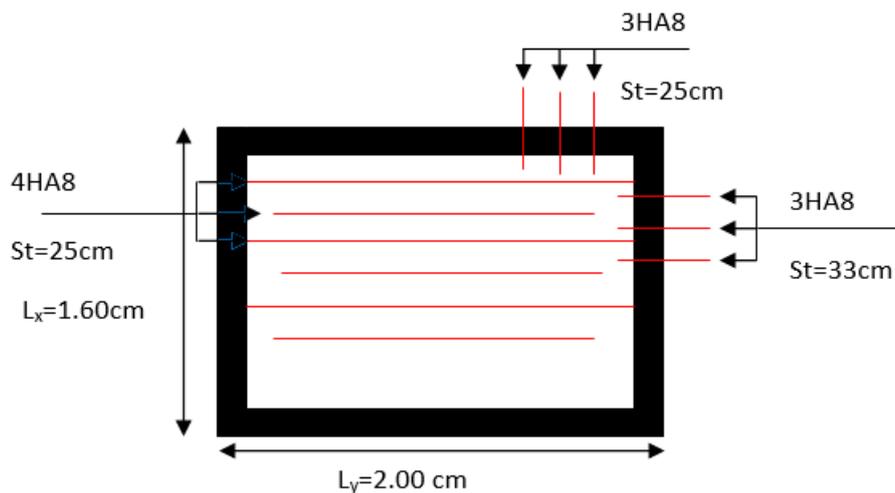


Figure III-28 : ferrailage de la dalle salle machine

### III.7 Etude de l'acrotère

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère assimilé à une console verticale encastrée au niveau du plancher.

Le calcul se fera sur une bande de 1ml à flexion composée engendrée par l'effort normal due aux forces horizontales. Donc la section la plus défavorable est la section de l'encastrement.

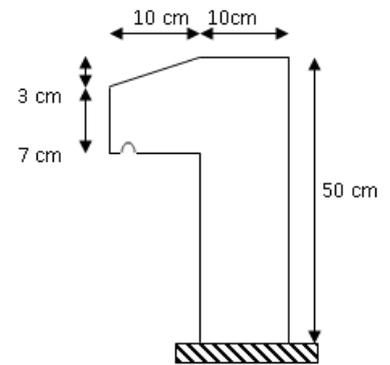


Figure III-29 : L'acrotère

#### III.7.1 Evaluation des charges et surcharges

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III-38 : Résumé de calcul des charges

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (cm <sup>2</sup> )	Poids	Enduit	G <sub>totale</sub> (KN/cm <sup>2</sup> )	Q (KN/cm <sup>2</sup> )
50	15	0,058	1,46	0,15	1,61	1

#### ❖ Calcul de la force sismique

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force sismique (Force d'inertie appliquée au CDG) définie par :

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

**A** : Coefficient d'accélération de la zone, obtenu dans le tableau (4.1) du **RPA 99** pour la zone et le groupe d'usage approprié.

**C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tab .6.1 RPA99**).

**W<sub>p</sub>** : Poids total de l'acrotère.

$$\text{Dans notre cas : } \begin{cases} A = 0,15 \\ C_p = 0,8 \\ W_p = 1,61 \text{ KN} \end{cases}$$

#### III.7.2 Calcul des sollicitations

#### ❖ Calcul de la position du centre de gravité

Les coordonnées du centre de gravité sont données comme suit :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_A = 1,61 \text{ KN} & ; M_G = 0 \text{ KN} \\ N_q = 0 \text{ KN} & ; M_Q = Q \times h = 0,50 \text{ KN} \\ N_r = 0 \text{ KN} & ; M_{FP} = F_P \times Y_G = 0,214 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### ❖ Combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul utilisées et leurs résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-39 : Les combinaisons de calcul

	ELA	ELU	ELS
	G+Q+F <sub>p</sub>	1,35G+1,5Q	G+Q
N(KN)	1,61	2,16	1,61
M(KN.m)	0,71	0,75	0,5
V(KN)	1,77	1,5	1

### III.7.3 Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion composée avec la combinaison  $N_{\max}$ ,  $M_{\text{coressp}}$  *pendant* à l'ELU fondamental vu que celui-ci présente un effort normal supérieur que celui de l'ELA.

### ❖ Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0,347 \text{ m}$$

$$e_0 > \frac{H}{6}$$

La section est soumise à un effort normal de compression, elle doit être justifiée vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du BAEL91 en adoptant une excentricité totale de calcul tels que :

$e_0$  : Excentricité (dite de premier ordre) des contraintes avant l'application des excentricités additionnelles définies ci-après

$e_a$  : Excentricité additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales

$e_2$  : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm}, \frac{h}{250} \right)$$

$h$  : étant la portée de l'élément  $\Rightarrow$  dans notre cas  $h = 5 \text{ m}$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^3}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\varphi)$$

Avec :

$\phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sus la charge Considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

Dans notre cas  $\alpha = 0$

$l_f$  : Longueur de flambement  $\Rightarrow l_f = 2 \cdot h = 2 \times 0,05 = 1 \text{ m}$

$$\Rightarrow e_2 = 6 \cdot 10^{-4}$$

D'où :

$$e = 0,34 + 0,02 + 6 \cdot 10^{-4}$$

$$e = 0,36 \text{ m}$$

### III.7.4 Les sollicitations de calcul

$$N_U = 2,16 \text{ KN} ; \quad M_U = 2,16 \times e = 0,78 \text{ KN.m}$$

### III.7.5 Ferrailage de l'acrotère

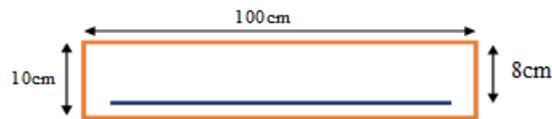


Figure III-30 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée

On calcule les armatures à L'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

Vu que  $e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  la section est partiellement comprimée, cela nous ramène à un calcul à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  rapporté au centre de gravité des armatures tendues avec :

$$M_f = M_u + N_U \left( d - \frac{h}{2} \right) \quad M_f = 0,85 \text{ KN.m}$$

Le tableau ci- dessous résume les résultats du ferrailage

Tableau III-40 : Les résultats du ferrailage

$M_f$ (KNm)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Nombre
0,85	0,0094	0,011	0,079	0,306	1,51	4HA8

#### ❖ Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,8452 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,8452 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq A_s$$

Donc on adopte  $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

#### ❖ Armatures de répartitions

Les armatures de répartitions sont données par la formule suivante :

$$A_r = \frac{A_s}{3} = 0,5025 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :  $A_r=4\text{HA}6=1,13\text{cm}^2/\text{ml}$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

### III.7.6 Vérification

#### III.7.6.1 Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad ; \quad V_u = F_p + Q = 1,77 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,022 \text{ MPa}$$

On remarque que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Pas de risque de rupture par cisaillement

#### III.7.6.2 Vérification des contraintes à l'ELS

On doit vérifier la contrainte de béton et celle de l'acier avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y, \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y), \bar{\sigma}_{st} = 240 \text{ MPa}$$

$$\mu_1 = \frac{by^2}{2} - 15A(d - y)$$

Avec :  $y = y_c + c$

$$\text{On a : } \begin{cases} N_{ser} = 1,61 \text{ KN.m} \\ M_{ser} = 0,50 \text{ KN.m} \end{cases} \quad e_{ser} = 0,3105 \text{ m}$$

$$N : \text{compression} \leftrightarrow c = e_{ser} - \frac{h}{2} = 0,26 \text{ m}$$

$$\begin{cases} p = -3c^2 + 90 \frac{A_s}{b} (d - c) = -0,29 \\ q = -2c^2 + 90 \frac{A_s}{b} (d - c)^2 = 0,33 \end{cases}$$

$$\text{Soit : } \Delta = 4p^3 + 27q^2 = -9,61 \cdot 10^{-5} < 0$$

Trois racines réelles ; il faut choisir celle qui convient à :

$$0 \leq y = y_c + c \leq h$$

$$\begin{cases} a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 0,62 \\ \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \rightarrow \varphi = 163,45^\circ \end{cases}$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 0,3 \\ y_{c2} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = -0,51 \\ y_{c3} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 0,21 \end{cases}$$

On a :  $-c \leq y_c \leq c \rightarrow 0,26 \leq y_c \leq 0,36$

On opte alors pour :

$$y_c = 0,3 \text{ m} \quad \text{et} \quad y = 0,04 \text{ m} \quad ; \quad \mu_1 = 6,7910^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0,09 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = 1,42 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

### III.7.7 Schéma de ferrailage

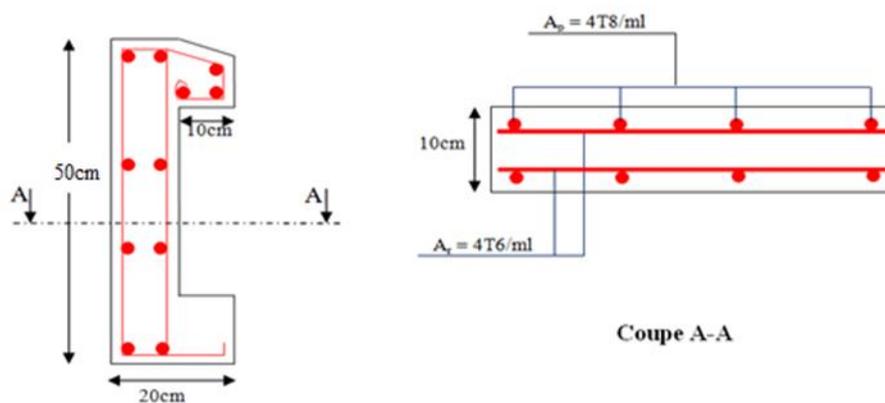


Figure III-31 : Schéma de ferrailage

## Conclusion

Dans ce chapitre, on a étudié les éléments secondaires, tel qu'on a calculé les sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant à ces derniers, tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003.

Ses éléments ont été calculé et ferrailé afin de pouvoir faire une étude dynamique dans le chapitre suivant.

# **Chapitre IV**

## **Etude dynamique**

## Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines. Afin de consolider les bâtiments pour résister à de tels phénomènes, une étude dynamique est nécessaire.

L'étude dynamique effectuée sur le bâtiment étudié permet de déterminer ses caractéristiques dynamiques afin le dimensionner vis-à-vis des excitations

Sismiques toute en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. L'étude a été faite avec le ETABS 2016, un logiciel de calcul et d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

### IV.1 Modélisation

L'étude dynamique d'une structure, est souvent très complexe.

C'est pour cela qu'on fait appel à des modélisations, qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) en un modèle possédant un nombre de DDL fini, qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, la réponse.

Pour notre thématique, on choisit la modélisation par la méthode des éléments finis, elle consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments. Cette méthode est implémentée dans le logiciel ETABS 2016, qui nous a permis de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques de la structure (rigidité, déplacement, effort, réponse) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable appropriée.

Le modèle adopté est encastéré à la base, il ne comporte que les éléments (Poteaux, Poutres, plancher, escalier et voiles), le reste des éléments est introduit comme un chargement.

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ✓ Les éléments en portiques (poutre, poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » a 2 nœuds ayant 6 degrés de liberté par nœud.
- ✓ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » a quatre nœuds.
- ✓ Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles introduit selon l'orientation qu'on choisit.

La modélisation de la structure étudiée à partir du logiciel ETABS nous a donné la vue en 3D suivante :

### IV.2 Méthodes de calcul

Les règles parasismiques algérienne (*RPA99/Version2003*) donnent deux méthodes de calcul :

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode dynamique :
  - La méthode d'analyse modale spectrale.

- La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone II a, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable [1] (Art 4.1.2).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

#### IV.2.1 Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures. Dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{St}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de  $(0.8 V_{St} / V_{dyn})$ .

Avec,  $V_{dyn}$  : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale).

$$V_{St} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W : \text{c'est l'effort tranchant statique à la base du bâtiment RPA99v2003 (4.1)}$$

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- W : Poids total de la structure ;
- R : Coefficient de comportement de la structure ;
- Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

- ✓  $\begin{cases} \text{zone sismique : IIa} \\ \text{groupe d'usage : 2} \end{cases} \Rightarrow A=0,15$
- ✓ Pour ce projet, on considère un contreventement mixte assurée par Voiles-Portiques avec interaction, donc : R=5
- ✓  $Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q$  **RPA99v2003 (4-4)**

Avec :

Q : Facteur de qualité,

$P_q$  : Pénalités à retenir, selon la satisfaction des critères de qualité.

Les valeurs de  $P_q$  à retenir pour les deux sens, sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-1 : Valeurs des pénalités

Critère q	Observée	P <sub>q/xx</sub>	Observée	P <sub>q/yy</sub>
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en élévations	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de qualités des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôles de qualités des exécutions	Oui	0	Oui	0

Donc :  $\begin{cases} Q_x = 1,15 \\ Q_y = 1,15 \end{cases}$

$W = \sum_{i=1}^n W_i$  Avec  $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$  **RPA99v2003(4- 5)**

Avec :

W : Poids total de la structure.

$W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

$W_{Qi}$ : Charges d’exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation, donc  $\beta = 0,2$ .

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel ETABS20016, la valeur trouvée est : W= 37346,5617 KN.

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

**RPA99 (Formule V-2)**

D : Facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d’amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

Avec :  $\eta$  : Facteur de correction d’amortissement, donné par la formule suivante :

$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$  **RPA99v2003(4.3)**

Et  $\xi$ : Pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, donné par le tableau **RPA99v2003 (Tableau 4.2)**

tel que : Contreventement mixte (Voiles-portiques) :

$$\xi = 7 \text{ ce qui donne : } \eta = 0,88$$

$T_1, T_2$ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

$$\text{Site meuble (S3) donc : } \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$$

T : Période propre

#### IV.2.2 La période fondamentale de la structure T

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du **RPA99v2003 (Art 4.2.4)**

$$\begin{cases} T = C_T \cdot h_n^{3/4} & \text{RPA99v2003(4 - 6)} \\ T_{x,y} = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{l_{x,y}}} & \text{RPA99v2003(3 - 7)} \end{cases}$$

Avec :

$h_n$ : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau :  $h_n = 34,74 \text{ m}$ .  $C_T$ : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau : **RPA99v2003 (Tableau 4.6)**

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé :  $C_T = 0,05$ .

$l_{x,y}$  : Dimension maximale du bâtiment à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\begin{cases} l_x = 31 \text{ m} \\ l_y = 15,63 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} T_x = \min(0,62 \text{ s} ; 0,46 \text{ s}) \\ T_y = \min(0,62 \text{ s} ; 0,65 \text{ s}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0,46 \text{ s} \\ T_y = 0,62 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$\begin{cases} D_x = 2,5\eta \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,2 \\ D_y = 1,9 \end{cases}$$

➤ **La force sismique statique totale à la base de la structure est :**

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad \text{RPA99(Art4.2.3)}$$

$$\begin{cases} V_{st}^x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} W = \frac{0,15 \times 2,2 \times 1,15}{5} \times 37346,5617 \\ V_{st}^y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} W = \frac{0,15 \times 1,9 \times 1,15}{5} \times 37346,5617 \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{st}^x = 2840,77 \text{ KN} \\ V_{st}^y = 2457,01 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Spectre de réponse de calcul**

Pour la méthode dynamique modale spectrale, les forces sismiques sont représentées par spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/ Version 2003(4.3.3)}$$

Avec :  $\eta$ : Facteur de correction d’amortissement.

**IV.3 Disposition des voiles**

La forme architecturale et la présence de parking dans notre structure a compliqué le choix de disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti, soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non vérification de l’interaction voiles -portiques.

Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée dans la figure suivante :

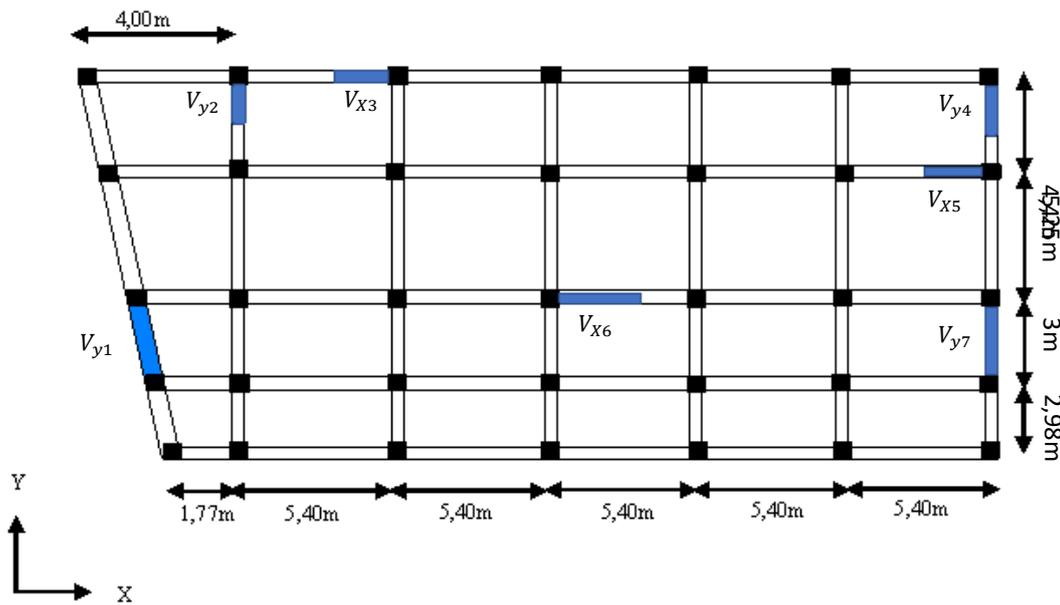


Figure IV-1 : plan de disposition des voiles de contreventement

Les voiles  $V_{y2}$ ,  $V_{x5}$  et  $V_{x6}$  font prendre trois places de parking.

## IV.4 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

### IV.4.1 Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV-2 :Période de vibration et taux de participation massique

Mode	Périodes (S)	(%) de la masse modale		(%) cumulés de la masse modale	
		U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>
1	0,776	64,72	6,43	64,72	6,43
2	0,731	6,39	59,36	71,12	65,79
3	0,55	0,86	00,3	71,98	66,09
4	0,241	11,93	0,26	83,91	66,36
5	0,195	0,26	15,76	84,17	82,12
6	0,137	01,1	9,484E-06	85,27	82,12
7	0,13	1,55	1,66	86,82	83,77
8	0,127	1,92	1,13	88,74	84,91
9	0,105	0,0189	0,0007	<b>90,64</b>	84,97
10	0,092	0,00002335	0,0023	90,64	85,2
11	0,088	0,001	0,0487	90,73	<b>90,07</b>
12	0,073	0,034	0,001	94,13	90,17
13	0,066	0,00001914	0,004	94,14	90,57
14	0,059	0,001	0,0355	94,24	94,12
15	0,05	0,0237	0,0006	96,61	94,18

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale  $\begin{cases} T_x = 0,77s \\ T_y = 0,73s \end{cases}$
- ✓ Les 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> modes sont des modes de translation selon xx et yy respectivement
- ✓ Selon le tableau c'est 9 modes pour xx et 11 modes pour yy, pour que la masse modale atteigne les 90%(selon le RPA99/2003).

Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures ci-dessous :

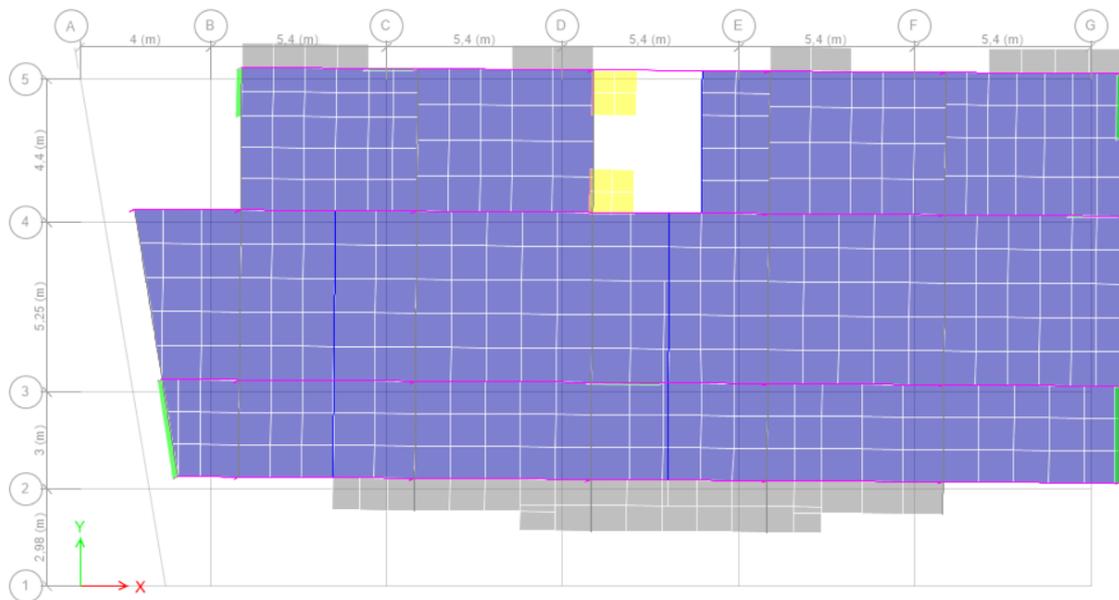


Figure IV-2: mode de vibrations -translation suivant l'axe X

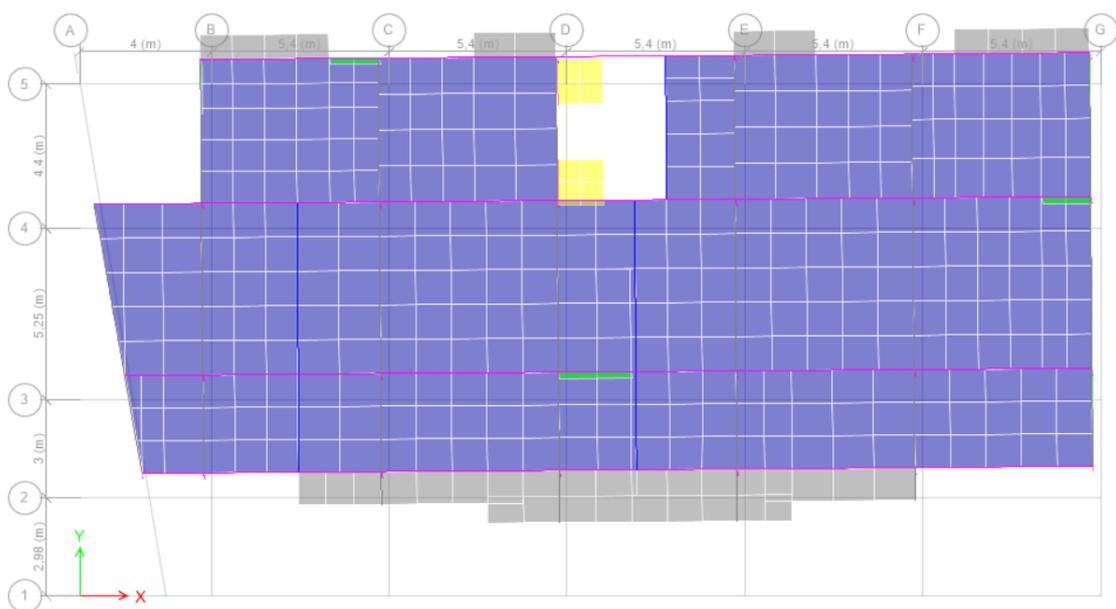


Figure IV-3: mode de vibrations -translation suivant l'axe y

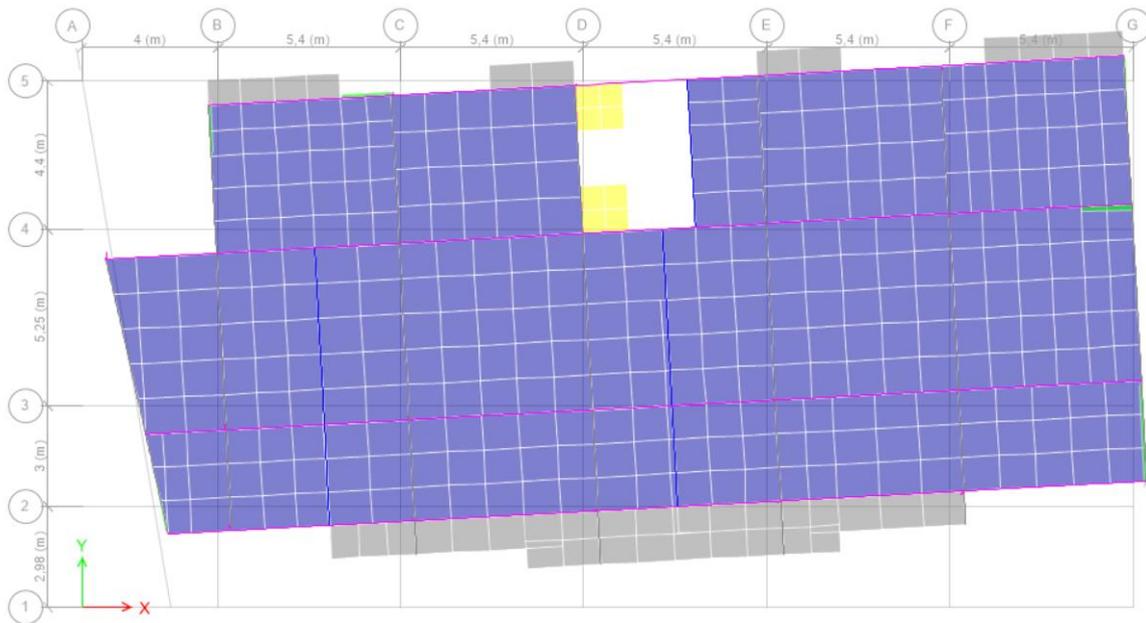


Figure IV-4: mode de vibrations -rotation autour de l'axe z

**IV.4.2 Justification de l'interaction voiles-portiques**

D'après l'exigence du **RPA (Art.3.4.4)**, il est important pour la construction à contreventement mixte voile-portique de satisfaire les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques, ainsi que les sollicitations résultant 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 d'étage.
  - **Sous charges verticales**

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-3 :Résultats de l'interaction sous charges verticales

Niveau	Charges reprise (KN)			Pourcentage reprise (%)	
	Portique	Voile	Globale	Portique	Voile
1	34918,55	5670,36	40588,91	86,03	13,97
2	30166,49	4780,49	34946,98	86,32	13,67
3	25651,18	4524,13	30175,32	85,00	14,99
4	21487,65	3893,404	25381,055	84,66	15,33
5	17319,38	3395,8	20715,19	83,60	16,39
6	13387,98	2659,14	16047,13	83,42	16,57

7	9473,32	2004,029	11477,35	82,53	17,46
8	5663,8	1199,67	6863,48	82,52	17,47
9	2473,77	407,07	2880,84	85,86	14,13

On observe que l'interaction sous charge verticales, est vérifiée dans tous les niveaux du bâtiment.

- **Sous charges horizontales**

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-4 : Résultats de l'interaction sous charges horizontales

Niveau	Sens XX				Sens YY			
	Charges reprise (KN)		Pourcentage reprise (%)		Charges reprise (KN)		Pourcentage reprise (%)	
	Portique	Voile	Portique	Voile	Portique	Voile	Portique	Voile
1	1415,106	860,3	62,23	37,83	810,69	1159	41,21	58,92
2	1230,77	979,5	55,72	44,34	566,47	1347,39	29,65	70,53
3	1133,13	971,61	53,87	46,19	556,18	1262,07	30,64	69,53
4	1159,45	785,01	59,69	40,41	624,32	1071,87	36,89	63,34
5	952,197	779,22	55,04	45,04	564,51	960,4	37,09	63,10
6	903,7	571,36	61,40	38,82	581,27	734,89	44,30	56,01
7	639,2	532,53	54,73	45,59	472,97	602,38	44,41	56,56
8	554,89	295,23	69,06	36,74	487,26	325,95	64,41	43,08
9	325,72	144,73	77,63	34,49	320,76	157,36	76,17	37,36

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

#### IV.4.3 Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue  $V_{dyn}/V_{st}$  ne doit pas être inférieure à 80%

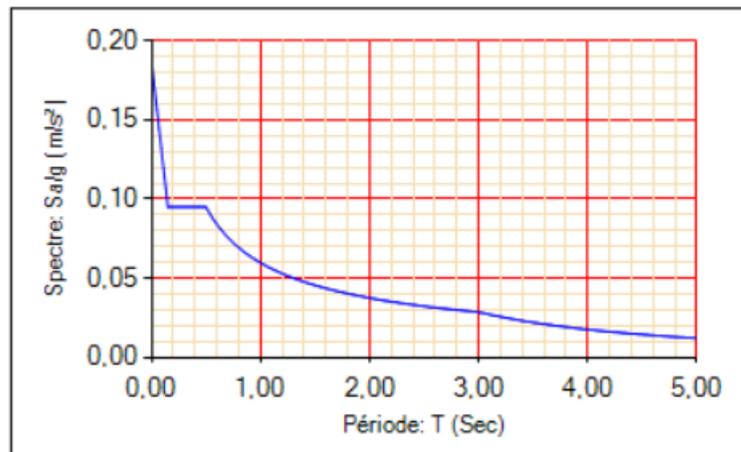


Figure IV-5:spectre de réponse (selon X et Y)

La vérification de la résultante sismique est résumée dans le tableau suivant :

Tableau IV-5 : Vérification de l'effort tranchant à la base

Sens	D (m)	Q	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$0,8 \times V_{st}$ (KN)	Remarque	Observation
X-X	2,20	1,15	1925,72	2840,77	2272,62	$V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$	Non vérifiée
Y-Y	1,90	1,15	1889,40	2457,01	1965,61	$V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$	Non vérifiée

D'après le tableau, on remarque que la condition du **RPA99v2003** :

$V_{dyn} \leq 0,8V_{st}$  N'est pas vérifiée dans les deux directions, donc on doit majorer les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale de  $V_{dyn} \leq 0,8V_{st}$ , comme suit :

$$\frac{V_{stat x}}{V_{dyn x}} = 1,2 \quad ; \quad \frac{V_{stat y}}{V_{dyn y}} = 1,0004$$

Après avoir majoré les deux actions sismique  $E_x$  et  $E_y$ , on obtient ses résultats suivants :

#### IV.4.4 Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues aux séismes, le **RPA99** exige de vérifier l'effort normal réduit de compression, qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad \text{RPA99/version 2003(Art: 7.4.3.1)}$$

Avec :

$N_d$  : L'effort normal de compression sous combinaisons sismiques, s'exerçant sur une section de béton

$B_c$  : Section brute du béton

$f_{c28}$ : La résistance de compression caractéristique du béton à 28 jours

Tableau IV-6: Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	b(cm)	h(cm)	B (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub>	$\nu$	observation
1	65	65	4225	3081,73	0,29	Vérifiée
2	65	65	4225	2786,41	0,26	Vérifiée
3	60	60	3600	2420,55	0,26	Vérifiée
4	60	60	3600	2048,31	0,22	Vérifiée
5	55	55	3025	1675,32	0,22	Vérifiée
6	55	55	3025	1316,57	0,17	Vérifiée
7	50	50	2500	968,95	0,15	Vérifiée
8	50	50	2500	645,27	0,10	Vérifiée
9	45	45	2025	360,81	0,07	Vérifiée
10	45	45	1800	88,53	0,02	Vérifiée

La condition de l'effort normal réduit est vérifiée pour tous les niveaux.

On conclue d'après les résultats de la vérification de l'effort normal réduit, que le dimensionnement des poteaux est économique ( $\nu = 0,29$ ).

#### IV.4.5 Justification vis à vis des déformations

Selon le **RPA99v2003 (Art. 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{RPA99v2003 (Art. 4.4.3)}$$

Avec :  $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

$\delta_{ek}$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement. (R=5)

$h_k$  : La hauteur d'étage

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-7 : Vérification des déplacements au sens xx et yy

Niveau	h <sub>k</sub> (m)	Sens XX					Sens YY				
		δ <sub>ek</sub> (m)	δ <sub>k</sub> (m)	δ <sub>k-1</sub> (m)	Δ <sub>k</sub> (m)	Δ <sub>k</sub> /h <sub>k</sub>	δ <sub>ek</sub> (m)	δ <sub>k</sub> (m)	δ <sub>k-1</sub> (m)	Δ <sub>k</sub> (m)	Δ <sub>k</sub> /h <sub>k</sub>
1	2,88	0,0008	0,0040	0	0,0040	0,0013	0,0005	0,0023	0	0,0023	0,0008
2	2,88	0,0026	0,0133	0,0040	0,0093	0,0032	0,0015	0,0079	0,0023	0,0055	0,0019
3	2,88	0,0050	0,0251	0,0133	0,0118	0,0041	0,0031	0,0156	0,0079	0,0077	0,0026
4	2,88	0,0075	0,0376	0,0251	0,0125	0,0043	0,0049	0,0249	0,0156	0,0092	0,0032
5	2,88	0,0099	0,0498	0,0376	0,0122	0,0042	0,0070	0,0350	0,0249	0,0101	0,0035
6	2,88	0,0121	0,0608	0,0498	0,011	0,0038	0,0091	0,0455	0,0350	0,0104	0,0036
7	2,88	0,0140	0,0703	0,0608	0,0094	0,0032	0,0111	0,0559	0,0455	0,0104	0,0036
8	2,88	0,0156	0,0784	0,0703	0,0081	0,0028	0,0132	0,0662	0,0559	0,0102	0,0035
9	2,88	0,0171	0,0857	0,0784	0,0072	0,0025	0,0149	0,0749	0,0662	0,0087	0,0030
10	2,88	0,0185	0,0927	0,0857	0,0070	0,0024	0,0168	0,0840	0,0749	0,0090	0,0032

Suivant le tableau ci-dessus, on observe que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs 1% de la hauteur d'étage.

#### IV.4.6 Justification vis à vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2ème ordre (Effet P-Δ), sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \quad \text{RPA99v2003(Art. 5.9)}$$

Tel que :

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » avec :

$$P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k »

$V_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k »

- Si  $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$  : les effets de P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur :  $\frac{1}{1-\theta}$

- Si  $\theta_k > 0,2$  : la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée
- Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-8 :Vérification à L'effet P- $\Delta$ 

Niveau	$h_k$ (m)	$P_k$ (KN)	Sens XX			Sens YY		
			$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$
1	2,88	37346,56	0,0013	2273,17	0,0229	0,00239	1966,44	0,0157
2	2,88	32097,34	0,0032	2208,47	0,0469	0,00556	1910,29	0,0324
3	2,88	27695,23	0,0041	2103,73	0,0541	0,007745	1815,72	0,0410
4	2,88	23459,47	0,0043	1942,39	0,0524	0,009235	1691,63	0,0444
5	2,88	19202,94	0,0042	1729,87	0,0470	0,010135	1522,56	0,0443
6	2,88	15072,62	0,0038	1472,04	0,0391	0,01047	1312,24	0,0417
7	2,88	10942,30	0,0032	1168,42	0,0308	0,010445	1065,81	0,0372
8	2,88	6907,70	0,0028	803,23	0,0243	0,010245	757,78	0,0324
9	2,88	3041,30	0,0025	419,62	0,0182	0,00875	420,56	0,0219
10	2,88	283,39	0,0024	67,56	0,0103	0,009075	73,36	0,0121

On observe que les valeur  $\theta_k$  sont inférieure à 0,1 pour tous les niveaux et cela dans les deux directions de calculs.

## Conclusion

Le choix de la disposition des voiles est important pour la satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique, cela n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

**Chapitre V**  
**Etude des éléments**  
**structuraux**

## Introduction

Afin qu'une construction résiste aux séismes et au vent, des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles, sont disposés sur la superstructure, qui est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

L'objectif de ce chapitre est d'étudier les éléments structuraux afin de pouvoir effectuer le ferrailage de notre bâtiment. Qui doit impérativement répondre aux exigences du RPA 99 modifié 2003 et du BAEL.

### V.1 Etude des poteaux

Le poteau est un élément porteur ponctuel chargé de reprendre les charges et les surcharges issue des différents niveaux pour les transmettre aux fondations. Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

1. **1,35G+1,5Q**
2. **G+Q**
3. **G+Q±E**
4. **0,8G±E**

Les calculs se font en tenant de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant :  $(N^{\max} \rightarrow M^{\text{corres}})$
- Effort normal minimal et le moment correspondant :  $(N^{\min} \rightarrow M^{\text{corres}})$
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant :  $(M^{\max} \rightarrow N^{\text{corres}})$

V.1.1 Recommandation du RPA99v2003

A. Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- $A_{min} = 0,8\%$  de la section du béton zone (IIa )
- $A_{max} = \begin{cases} 4\% \text{ de la section du béton en zone courante} \\ 6\% \text{ de la section du béton en zone recouvrement.} \end{cases}$
- $\phi_{min} = 12\text{mm}$ (Diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  en zone II a
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faite possible à l'extérieur de la zone nodale (zone critique).

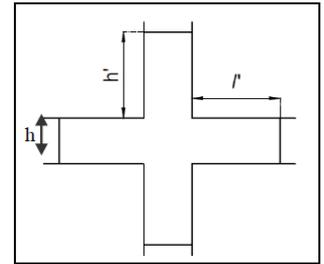


Figure V-1: zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1) ci-dessous :

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2h$$

$h_e$  : est la longueur de l'étage

$b_1, h_1$  : dimensions de la section transversale du poteau

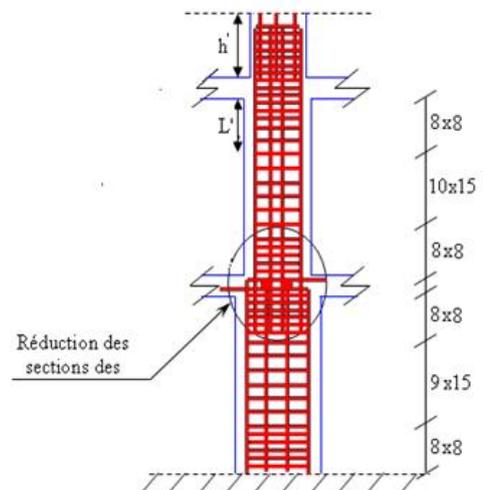


Figure V-2: Dispositions des armatures des poteaux

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99v2003 sont apportées dans le tableau (V-1) ci-dessous :

Tableau V-1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau et Section du poteau		$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
1 <sup>ere</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	65 × 65	33,80	169	253,5
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage	60 × 60	28,80	144	216
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage	55 × 55	24,20	121	181,5
7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup> étage	50 × 50	20,00	100	150
9 <sup>eme</sup> et 10 <sup>eme</sup> étage	45 × 45	16,20	81	121,5

### A. Armature transversale

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \times f_e} \quad (\text{Art : 7.4.2.2})$$

Avec :

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul

$h_1$  : hauteur totale de la section brute

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

$\rho_a$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il

est pris égale à :  $\begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$   $\lambda_g$  : l'élancement géométrique.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suite :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_1, 15 \text{ cm})$  ( en zone II.a)
- Dans la zone courante :  $t \leq 15\phi_1$  (en zone II.a)

Où :

$\phi_1$  : C'est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

#### ➤ La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t b_1}$  En % est donnée comme suite :

$$\begin{cases} A_t^{\min} = 0,3\%(t_1 \times b_1) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ A_t^{\min} = 0,8\%(t_1 \cdot b_1) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$ : Est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau.  
les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_1$  minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales.

On nombre et diamètre suffisants ( $\phi_1$  cheminées  $> 12$  cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

### V.1.2 Les sollicitations dans les poteaux

Les résultats de sollicitation maximales des poteaux sont représentés dans le tableau (V-2) si dessous :

Tableau V-2 Sollicitations maximales dans les poteaux

Niveau	Section	$N^{\max}$	$M^{\text{corres}}$	$M^{\max}$	$N^{\text{corres}}$	$N^{\min}$	$M^{\text{corres}}$
		(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)	(KN.m)
		(1,35G+1,5Q)		(G+Q+E)		(G+0,8E)	
Rdc et 1 <sup>er</sup> étage	65×65	3356,30	83,04	182,44	2986,42	-1326,38	83,69
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> étage	60×60	2594,99	19,02	132,27	963,09	-650,83	38,23
4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage	55×55	1825,20	27,62	110,49	562,31	-197,31	19,26
6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> étage	50×50	1099,22	32,76	83,14	388,96	-67,85	6,83
8 <sup>eme</sup> et 9 <sup>eme</sup> étage	45×45	440,08	41,10	62,73	138,60	-67,18	5,95

### V.1.3 Ferrailage des poteaux

#### a) Armatures longitudinales

Les résultats de calcul ferrailage sont représentées respectivement dans le tableau (V-3) ci-dessous :

Tableau V-3 : ferrailages des poteaux

Niveau	Section	$N_u$ (KN)	$M_u$ (KN. m)	$A_{sup}$ ( $cm^2$ )	$A_{inf}$ ( $cm^2$ )	$A_{RPA}$ ( $cm^2$ )	$A_{adp}$ ( $cm^2$ )	Nombre
Rdc et 1 <sup>er</sup> étage	65×65	-1326,38	83,69	14,99	23,15	33,80	37,45	8T20+8T14
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> étage	60×60	-650,83	38,23	7,32	11,39	28,80	34,18	8T20+8T12
4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage	55×55	-197,31	19,26	1,71	3,97	24,20	25,13	8T16+8T12
6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> étage	50×50	-67,85	6,83	0,53	1,42	20,00	21,37	8T14+8T12
8 <sup>eme</sup> et 9 <sup>eme</sup> étage	45×45	-67,18	5,95	0,53	1,40	16,20	21,37	8T14+8T12

Les poteaux sont ferrillés par le minimum donné par **RPA** en zone 1, et cela après comparaison des résultats de ferrillage donnée par des sollicitations maximales calculées à l'aide de logiciel **SOCOTEC**.

#### b) Armature transversale

##### ➤ Exemple de calcul

On prend pour exemple le poteau de galerie commerciale (55×60):

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0,7 \times 2,016}{0,65} = 3,10 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$D'où: A_t = \frac{3,75 \times 172,75 \times 10^{-3}}{65 \times 400} \times 15 \times 10^4 = 3,74 \text{ cm}^2$$

##### ✓ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

##### ✓ Espacement

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min}(10\phi_{l_{\min}}; 15 \text{ cm}) = \text{min}(12; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante :  $t \leq 15 \phi_{l_{\min}} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

##### ✓ La quantité d'armature minimale

On a  $3 < \lambda g < 5$ , d'où:

- Dans la zone nodale :  $A_t^{\min} = 4,2 \text{ cm}^2$

- Dans la zone courante :  $A_t^{\min} = 7,41 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour **8 cadres HA12=9,05 cm<sup>2</sup>**

Le tableau (V-4) ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents niveaux.

TableauV-4 : résultats de calcul des armatures transversales pour différents niveaux

Niveau	Section	$\theta_1^{\min}$ (Cm)	$V_d$ (KN)	$L_r$ (Cm)	$t_{z.nod}$ (Cm)	$t_{z.cour}$ (Cm)	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Barre
Rdc et 1 <sup>er</sup> étage	65×65	1,6	172,75	64	10	15	7,41	9,05	8HA12
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> étage	60×60	1,4	200,55	56	10	15	6,39	6,97	2HA12+6HA10
4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage	55×55	1,4	191,50	56	10	15	5,1975	6,28	8HA10
6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> étage	50×50	1,2	146,89	48	10	15	4,065	6,28	8HA10
8 <sup>eme</sup> et 9 <sup>eme</sup> étage	45×45	1	80,183	40	10	15	2,9025	4,02	8HA8

#### V.1.4 vérification au flambement

Tableau V-5 : les résultats des poteaux au flambement

Niveau	Rdc et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> étage	4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage	6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> étage	8 <sup>eme</sup> et 9 <sup>eme</sup> étage
Section	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45
$I_0$ (m)	2,88	2,88	2,88	2,88	2,88
$I_f$ (m)	2,02	2,02	2,02	2,02	2,02
$\lambda$	0,11	0,11	0,12	0,13	0,15
$\alpha$	0,85	0,84	0,84	0,84	0,84
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	37,45	34,18	28,6	21,37	21,37
$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	3969	3364	2809	2304	1849
$N_u$ (KN)	148842,41	126456,65	104179,36	85210,51	69093,08
$N_d$ (KN)	3356,30	2594,99	1825,20	1099,22	440,08
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

#### ❖ Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement.

Cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{Gser}}{I_{GG}} \times v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{Gser}}{I_{GG}} \times v' \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser}(h/(2 - v))$$

$$I_{GG'} = b/3(v^3 + v'^3) + 15A'(v - d')^2 + 15A(d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^3}{12} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')}, \text{ et } v' = h - v ;$$

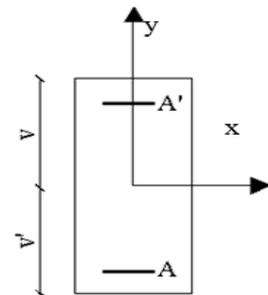
$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (Section homogène)}$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Figure V-3:Section d'un poteau

Les résultats de calcul des armatures transversales sont résumés dans le tableau (V-6) ci-dessous :

Tableau V-6 : Vérification des contraintes dans les poteaux



Niveau	Rdc et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> étage	4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage	6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> étage	8 <sup>eme</sup> et 9 <sup>eme</sup> étage
Section	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45
d(cm)	62	57	52	47	42
A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	37,45	34,18	28,6	21,37	21,37
v(cm)	35,66	32,89	30,12	27,35	24,58
v'(cm)	29,33	27,10	24,87	22,64	20,41
I <sub>GG'</sub> (cm <sup>4</sup> )	11,53	14,36	18,21	23,58	31,29
N <sub>ser</sub> (KN)	2447,97	1892,54	1331,24	802,05	322,29

$M_{ser}$ (KN. m)	60,43	13,65	19,92	23,68	29,64
$M_G$ (KN. m)	137,80	68,40	54,87	42,58	22,91
$\sigma_{bc1}$ (MPa)	5,79	5,25	4,40	3,20	1,59
$\sigma_{bc2}$ (MPa)	5,78	5,25	4,39	3,20	1,59
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15

❖ **Vérification aux sollicitations tangents :**

Selon le RPA (Art :7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$  (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique)

Tous les résultats de calculs établis sont résumés dans le tableau ci dessous :

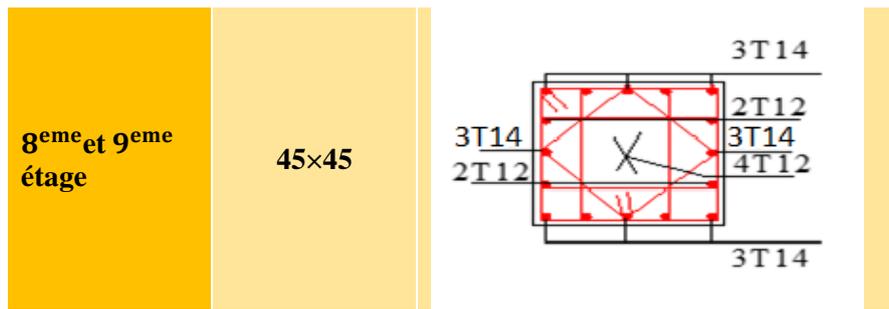
**Tableau V-7 :Résultats de calculs établis aux sollicitations tangents**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_f$ (cm)	$\lambda_g$	$\rho_d$	D (cm)	$V_u$ (KN)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Rdc et 1 <sup>er</sup> étage	65×65	201,6	3,10	0,04	62	172,75	0,42	1	Vérifiée
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> étage	60×60	201,6	3,36	0,04	57	200,55	0,58	1	Vérifiée
4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage	55×55	201,6	3,66	0,04	52	191,50	0,66	1	Vérifiée
6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> étage	50×50	201,6	4,03	0,04	47	146,89	0,62	1	Vérifiée
8 <sup>eme</sup> et 9 <sup>eme</sup> étage	45×45	201,6	4,48	0,04	42	80,18	0,42	1	Vérifiée

- Schémas de ferrailage des poteaux

Tableau V-8 : Schéma de ferrailage des poteaux

Niveau	Section	Schéma de ferrailage des poteaux
Sous-sol, Rdc et 1 <sup>er</sup> étage	65×65	
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> étage	60×60	
4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage	55×55	
6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> étage	50×50	



## V.2 Etude des poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé horizontaux chargés de reprendre les charges et surcharger se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux. Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Le calcul de ferrailage des poutres se fait à la flexion simple

### V.2.1 Ferrailage

#### a) 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  $40\Phi$  en zone II a.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à  $90^\circ$ .

#### b) Armatures transversales :

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :
 
$$A_t = 0.03 \times S_t \times b.$$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suite :
  - $S_t = \min(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1)$  : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
  - $S_t \leq \frac{h}{2}$  : en dehors de la zone nodale.
- ✓ La valeur du diamètre  $\phi_1$  est le plus petit diamètre utilisé.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

❖ Dispositions constructives des portiques :

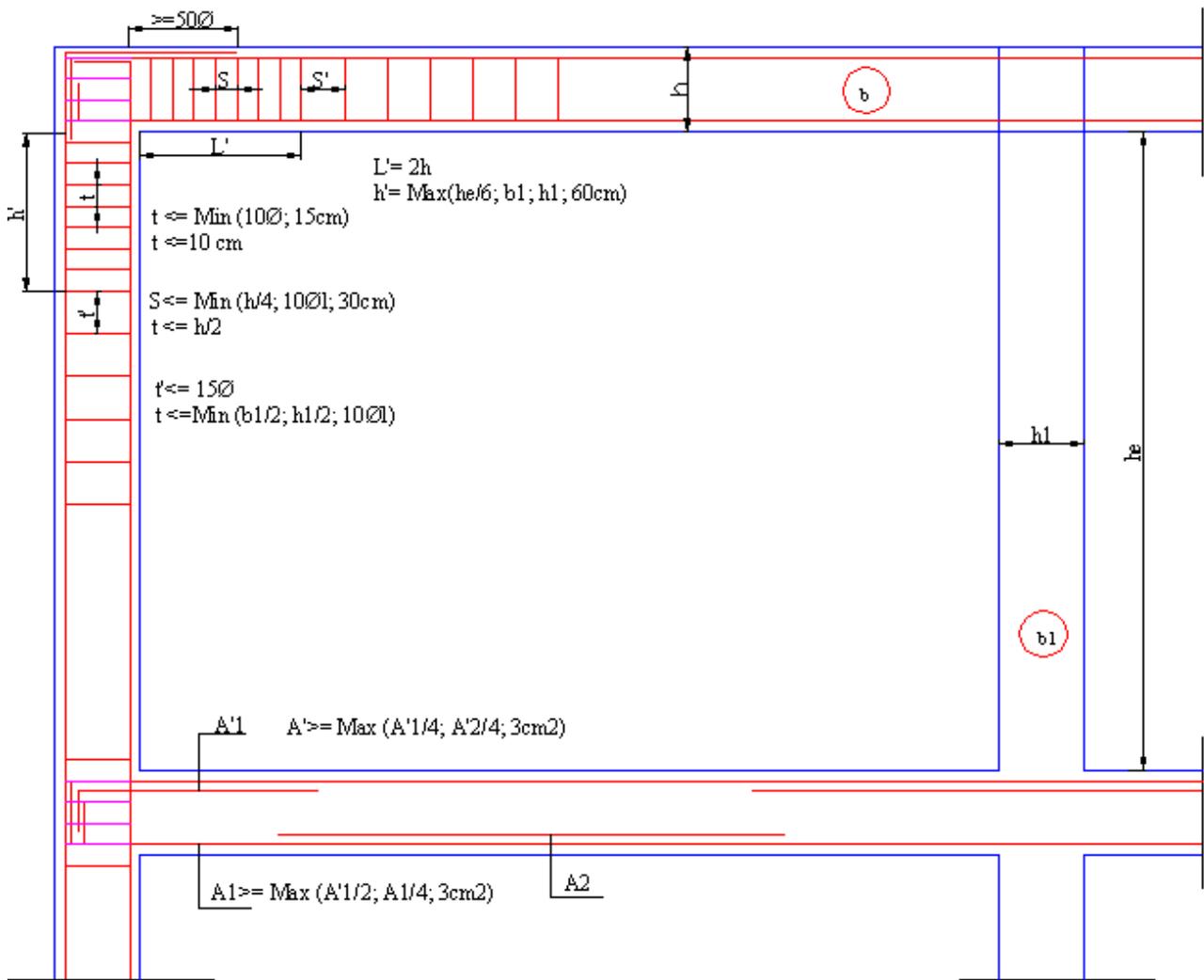


Figure V-4: Dispositions constructives des portiques

• Ferrailage des poutres

Les résultats de calcul de Ferrailage des poutres principales et secondaires sont résumés respectivement dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V-9 :Résultats de ferrailages des poutres principales

Niveau	Section	Localisations	$M_u(\text{KN.m})$	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{RPA}}(\text{cm}^2)$	Nombre	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$
RDC	40×30	Appuis	-111,63	7,94	6	3HA14+3HA12	8,01
	40×30	Travée	92,35	6,47	6	3HA14+3HA12	8,01
Etage courant	40×30	Appuis	-124,99	8,99	6	3HA16+3HA14	10,65
	40×30	Travée	100,83	7,11	6	3HA14+3HA12	8,01

<b>Terrasse Inaccessible</b>	40×30	Appuis	-69,02	4,75	6	3HA14+3HA12	8,01
	40×30	Travée	47,22	3,20	6	3HA14+3HA12	8,01

Tableau V-10 : Résultats de ferrailages des poutres secondaires

Niveau	Section	Localisations	M(KN.m)	A(cm <sup>2</sup> )	A(RPA)(cm <sup>2</sup> )	Nombre	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC</b>	35×30	Appuis	-81,45	5,77	6	3HA14+3HA12	8,01
	35×30	Travée	61,27	4,25	6	3HA14+3HA12	8,01
<b>Etage courant</b>	35×30	Appuis	-94,82	6,66	6	3HA14+3HA12	8,01
	35×30	Travée	77,08	5,34	6	3HA14+3HA12	8,01
<b>Terrasse Inaccessible</b>	35×30	Appuis	-90,81	6,49	6	3HA14+3HA12	8,01
	35×30	Travée	63,11	4,39	6	3HA14+3HA12	8,01

## V.2.2 Vérification des armatures selon le RPA99/2003

### ❖ Pourcentage maximum des armatures longitudinaux

En zone courant :  $A_{\max} = 4\%b \times h = 0,04 \times 40 \times 30 = 48\text{cm}^2 > A_{\text{adop}}$

En zone recouvrement :  $A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 40 \times 30 = 72\text{cm}^2 > A_{\text{adop}}$

### • Longueur de recouvrement :

$L_r > 40\phi$  en zone ||  $L_r > 40$

$\phi = 20\text{mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 20 = 80\text{cm}$  on adopter  $L_r = 80\text{cm}$

$\phi = 16\text{mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 16 = 65\text{cm}$  on adopter  $L_r = 65\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 14 = 60\text{cm}$  on adopter  $L_r = 60\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 12 = 50\text{cm}$  on adopter  $L_r = 50\text{cm}$

## V.2.3 Les armatures transversales

### a) Calcule des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right)$$

**Poutre principale :**

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) = \min (1,2 ; 1,14 ; 3)$$

$$\phi_t \leq 1,14 \text{ cm} \Rightarrow \phi_t = 10\text{mm}$$

Donc on opte pour :  $A_t = 4HA10 = 3,14\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de  $\phi 10$  pour toutes les poutres.

**b) Calcul des espacements des armatures transversales :**

Selon RPA99 art (7.5.2.2) :  $S_t < \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_{\min}\right)$

Zone nodale :  $\begin{cases} S_t \leq \min(10; 13,68) \\ \text{soit: } S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$

Zone courante :  $\begin{cases} S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm} \\ \text{soit: } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

**c) Vérification des sections d'armatures transversales :**

$$A_t^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_t > A_t^{\min} = 1,35\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**V.2.4 Vérification à l'ELU**

**a) Condition de non fragilité : BAEL91 (Article F.I.V.2)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 2,553 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{\min} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b) Vérification des contraintes tangentielles maximal :**

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

Il faut vérifiée que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{BAEL91 (art H.III.2).}$$

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c25}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

Les résultats sont donnés dans le tableau (V-11) ci-dessous :

Tableau V-11 : Vérification des contraintes tangentielles

Poutre	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
PP	121,20	1,06	4,34	Vérifiée
PS	113,21	0,99	5	Vérifiée

On conclue d’après les résultats du tableau ci-dessus qu’il n’y a pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

Tel que :

PP= poutre principale

PS= poutre secondaire

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

➤ En appuis de rive :

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (1) \qquad \text{BAEL91 (Art H.IV.2)}$$

➤ En appuis intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_u}{0,9 \times d}) \dots\dots\dots (2) \qquad , \gamma_s = 1,15 , f_e = 400\text{MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau (V.12) ci-dessous :

Tableau V-12 : Vérification au cisaillement

Poutre	V <sub>u</sub> (KN)	M <sub>a</sub> (KN)	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>rive</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>inter</sup> (cm <sup>2</sup> )	Observation
PP	121,20	124,99	10,65	3,03	-6,10	Vérifiée
PS	113,21	90,81	8,01	3,25	-4,37	Vérifiée

**V.2.5 Vérification à l’ELS**

**a) Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bu} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28}$$

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

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau (V-13) ci-dessous :

Tableau V-13 : Vérification de l’état limite de compression du béton

Poutres	Localisations	M <sub>ser</sub> (KN.M)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bu</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	Observation
PP	Appuis	43,64	118112,06	15,48	5,71	15	Vérifiée
	Travée	42,14	96640,51	13,89	6,05	15	Vérifiée

PS	Travée	68,16	96640,51	13,89	9,79	15	Vérifiée
	Appuis	45,99	96640,51	13,89	6,61	15	Vérifiée

**b) Etat limite de déformation (évaluation de la fléché)**

Le calcul de l'état limite de déformation, est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

L'évaluation de la flèche sera faire selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**. Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \longrightarrow \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

**V.2.6 Vérification des zones nodales :**

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le **RPA(Art.762)** exige que :  $|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times (|M_e + M_w|)$ . Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveau (bâtiments supérieurs à R+2).

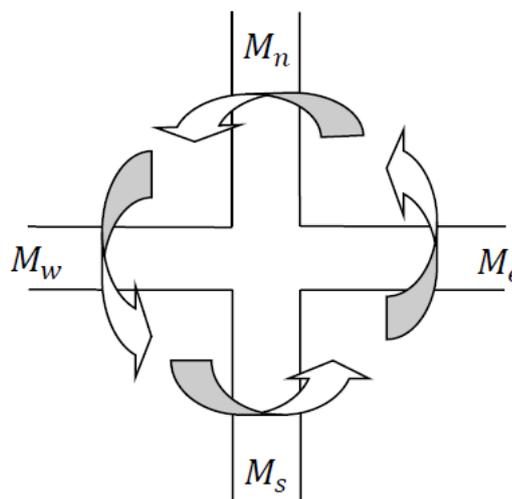


Figure V-5 : la zone nodale

**a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton
- ✓ De la quantité des armatures dans la section du béton
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{Avec : } z = 0,9 \times h \quad \text{et } \sigma_s = \frac{f_s}{f_e} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau (V-14) ci-dessous :

Tableau V-14 : Moment résistant dans les poteaux

Niveau	Section	h	z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (MPa)	M <sub>R</sub> (KN.m)
1 <sup>ere</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	65×65	65	58,5	37,45	0,348	762,41
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage	60×60	60	54	34,18	0,348	642,31
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage	55×55	55	49,5	28,60	0,348	492,66
7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup> étage	50×50	50	45	21,37	0,348	334,65
9 <sup>eme</sup> et 10 <sup>eme</sup> étage	45×45	45	40,5	21,37	0,348	301,19

### b) Détermination du moment résistant dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux,

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau (V-15) ci-dessous :

Tableau V-15 : Moment résistant dans les poutres

Niveau	Type de Poutre	h	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (MPa)	M <sub>w</sub> (KN.m)
RDC	PP	40	36	8,01	0,348	100,34
	PS	35	31,50	8,01	0,348	87,80
Etage courant	PP	40	36	8,01	0,348	100,34
	PS	35	31,50	8,01	0,348	87,80
Terrasse Inaccessible	PP	40	36	8,01	0,348	100,34
	PS	35	31,50	8,01	0,348	87,80

Tableau V-16 : Vérification des zones nodales

	M <sub>N</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>N</sub> + M <sub>S</sub>	M <sub>W</sub>	M <sub>E</sub>	1,25 × (M <sub>W</sub> + M <sub>E</sub> )	Observation
1 <sup>ere</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	642,31	762,41	1404,72	100,34	100,34	250,87	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage	492,66	642,31	1134,97	87,80	87,80	219,51	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage	334,65	492,66	827,31	100,34	100,34	250,87	Vérifiée

7 <sup>me</sup> et 8 <sup>me</sup> étage	301,19	334,65	635,84	87,80	87,80	219,51	Vérifiée
9 <sup>me</sup> et 10 <sup>me</sup> étage	301,19	301,19	602,38	100,34	100,34	250,87	Vérifiée

Le tableau (V-17) représente la vérification des zones nodales, on remarque que les conditions sont vérifiées pour tous les niveaux du bâtiment étudié.

**V.2.7 Schéma de ferrailage des poutres**

➤ **Poutre principale**

**Etage courant**

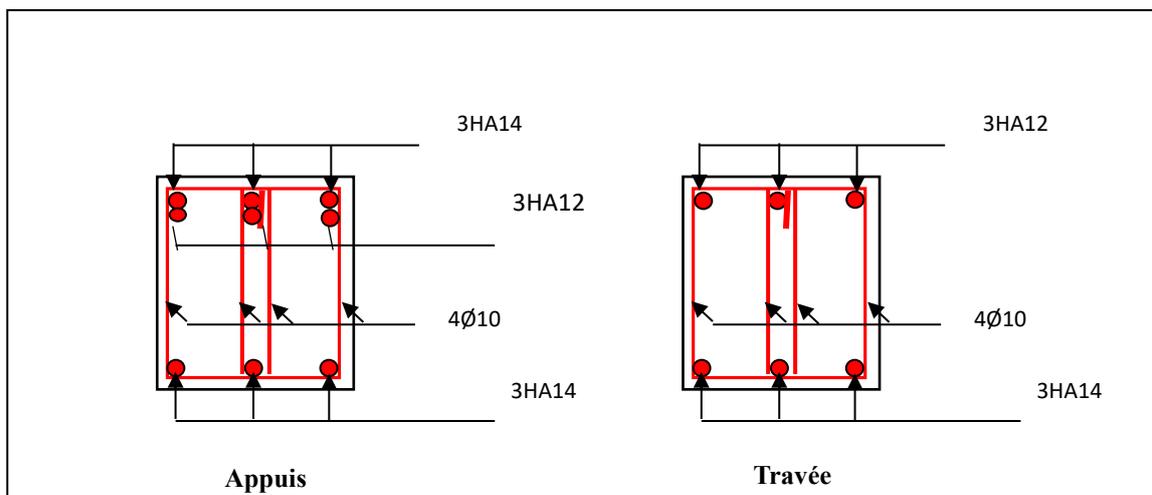


Figure V-6 : Schéma de ferrailage des poutres principales

➤ **Poutre secondaire**

**Etage courant**

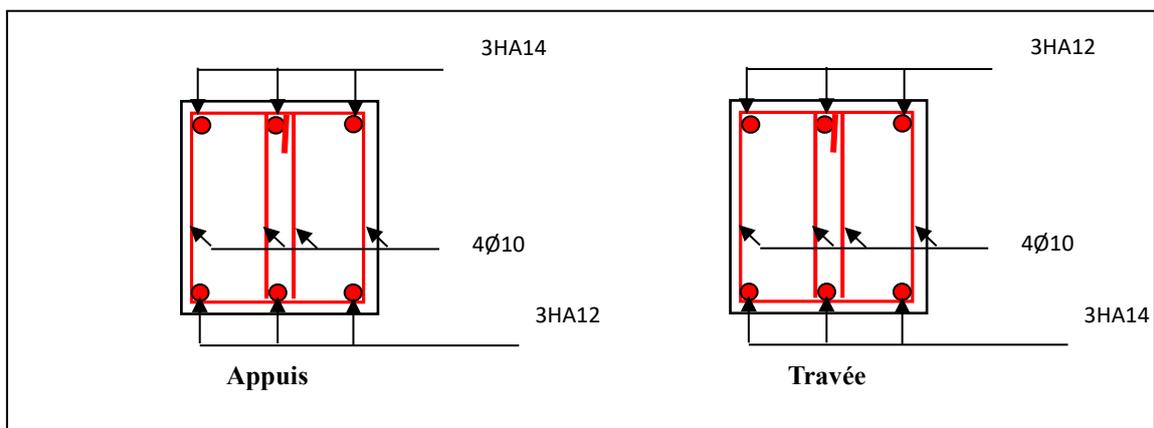


Figure V-7: Schéma de ferrailage des poutres secondaires

### V.3 Etude des voiles

Les voiles ou murs de contreventement sont des éléments verticaux destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), Les efforts horizontaux (au plus 75%) pour un contreventement mixte, grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plans.

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).

Selon le **RPA/99/version 2003(Art.3.4. A.1.a)**, la disposition des voiles est obligatoire à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone **II a** (moyenne sismicité).

Les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton

#### V.3.1 Les recommandations du RPA99

##### a) Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de  $0.2 \% l_t \times e$

Avec :  $l_t$ : longueur de la zone tendue,  $e$ : épaisseur du voile.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement ( $S_t$ ) doit être inférieur à l'épaisseur du voile ;
- ✓ L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur  $L/10$  dans les zones extrêmes.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

##### b) Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. Disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochètes à  $135^\circ$  de longueur  $10v$  .

##### c) Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par  $1 \text{ m}^2$  au moins.

##### d) Armatures de couture

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \text{ Avec } V = 1.4 \times v_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

#### 1) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

$$A_{\min} = 0.15 \% \text{ section globale du voile.}$$

$$A_{\min} = 0.1 \% \text{ zone courante}$$

L'espacement des barres (horizontales et verticales)  $S < \min(1.5e ; 30 \text{ cm})$ .

Diamètre des barres (horizontales et verticales)  $\phi < e / 10$ .

### Longueur de recouvrement

$L_r = 40$  en zone qui peut être tendue.

$L_r = 20$  en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons

### V.3.2 Sollicitation de calcul :

Les sollicitations dans les voiles dans tous les niveaux sont représentées dans les tableaux suivants :

Tableau V-17 : Les sollicitations dans les voiles au sens  $X_3$

Niveau	Voile	$N^{\max}$	$M^{\text{corres}}$	$M^{\max}$	$N^{\text{corres}}$	$N^{\min}$	$M^{\text{corres}}$
1,2,3,4	$V_{x3}$	2450,51	90,75	1707,87	1966,13	395,23	0,31
5,6,7	$V_{x3}$	1893,90	28,18	197,84	1285,40	231,82	11,06
8,9,10	$V_{x3}$	244,49	68,28	173,14	186,53	112,45	3,97

Tableau V-18 : Les sollicitations dans les voiles au sens  $X_5$

Niveau	Voile	$N^{\max}$	$M^{\text{corres}}$	$M^{\max}$	$N^{\text{corres}}$	$N^{\min}$	$M^{\text{corres}}$
1,2,3,4	$V_{x5}$	2119,05	272,13	1019,27	1205,37	311,47	99,83
5,6,7	$V_{x5}$	1644,06	91,75	438,14	939,27	168,72	50,84
8,9,10	$V_{x5}$	209,22	61,96	179,09	135,96	76,69	51,69

Tableau V-19 : Les sollicitations dans les voiles au sens  $X_6$

Niveau	Voile	$N^{\max}$	$M^{\text{corres}}$	$M^{\max}$	$N^{\text{corres}}$	$N^{\min}$	$M^{\text{corres}}$
1,2,3,4	$V_{x6}$	4281,91	129,82	1444,73	2871,02	1213,57	1367,55
5,6,7	$V_{x6}$	2960,53	168,77	920,37	2275,55	30,89	325,44
8,9,10	$V_{x6}$	217,18	196,63	231,92	28,82	5,27	225,67

Tableau V-20 : Les sollicitations dans les voiles au sens  $Y_1$

Niveau	Voile	$N^{\max}$	$M^{\text{corres}}$	$M^{\max}$	$N^{\text{corres}}$	$N^{\min}$	$M^{\text{corres}}$
1,2,3,4	$V_{y1}$	2961,77	1224,72	6455,83	1817,83	430,58	1474,40
5,6,7	$V_{y1}$	2184,47	637,27	3777,29	1376,57	190,31	105,93

Tableau V-21 : Les sollicitations dans les voiles au sens  $Y_2$ 

Niveau	Voile	$N^{\max}$	$M^{\text{corres}}$	$M^{\max}$	$N^{\text{corres}}$	$N^{\min}$	$M^{\text{corres}}$
1,2,3,4	$V_{y_2}$	1874,20	171,80	623,17	1081,02	403,57	75,81
5,6,7	$V_{y_2}$	1414,41	38,45	322,12	793,59	136,35	75,05
8,9,10	$V_{y_2}$	165,20	47,43	271,48	146,12	61,47	210,54

Tableau V-22 : Les sollicitations dans les voiles au sens  $Y_4$ 

Niveau	Voile	$N^{\max}$	$M^{\text{corres}}$	$M^{\max}$	$N^{\text{corres}}$	$N^{\min}$	$M^{\text{corres}}$
1,2,3,4	$V_{y_4}$	2179,83	89,81	1607,86	2105,84	154,07	214,39
5,6,7	$V_{y_4}$	1649,44	128,19	851,40	781,97	137,44	141,64
8,9,10	$V_{y_4}$	190,51	47,35	319,20	183,07	55,89	256,59

Tableau V-23 : Les sollicitations dans les voiles au sens  $Y_7$ 

Niveau	Voile	$N^{\max}$	$M^{\text{corres}}$	$M^{\max}$	$N^{\text{corres}}$	$N^{\min}$	$M^{\text{corres}}$
1,2,3,4	$V_{y_7}$	2952,60	124,88	6677,76	2270,78	993,78	500,66
5,6,7	$V_{y_7}$	2188,14	294,93	4108,87	1712,77	215,01	140,90

### V.3.3 Ferrailage

Le calcul du ferrailage illustré ci-après se fera sous la combinaison ( $M^{\max}$  et  $N^{\text{corres}}$ ) la plus défavorable, à la flexion composée pour une section ( $e \times l$ ).

La section de ferrailage « A » obtenu sera répartie sur toute la zone tendue de la section, en respectant les recommandations du RPA99.

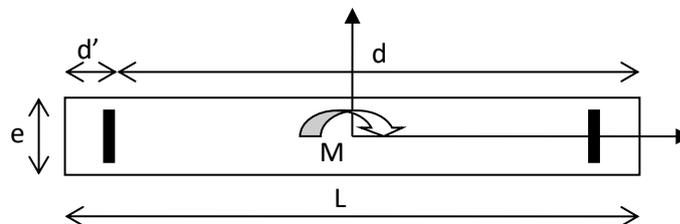


Figure V-9 : Schéma d'un voile plein

Données :

Cas :  $M^{\max} = 1707,87 \text{ KN.m}$  ;  $N^{\text{corres}} = 1966,13 \text{ KN}$

$l = 1,8 \text{ m}$  ;  $e = 0,20$  ;  $d = 1,75 \text{ m}$  ;  $d' = 0,05 \text{ m}$

#### ❖ Calcul des contraintes

$$\sigma^{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{1966,13 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,8} + \frac{1707,87 \times 10^{-3}}{0,05625} \times \frac{1,8}{2} = 21,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma^{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{1966,13 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,5} - \frac{1707,87 \times 10^{-3}}{0,05625} \times \frac{1,5}{2} = -10,35 \text{ MPa}$$

$\sigma^{\max} > 0$  et  $\sigma^{\min} < 0$ , donc la section est partiellement comprimée. la méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

➤ **Calcul des armatures verticales :**

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{uA} = 1707,87 \times 10^{-3} + 1966,13 \times 10^{-3} \times \left(1,75 - \frac{1,8}{2}\right) = 3379,08 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{3379,08 \times 10^{-3}}{0,20 \times 1,75^2 \times 18,47} = 0,298$$

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

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,298}\right) = 0,455$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$z = 1,75 \times (1 - 0,4 \times 0,455) = 1,43$$

$$A_t = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}}$$

$$A_t = \frac{3379,08 \times 10^{-3}}{1,43 \times 400} = 59,06 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_t - \frac{N}{f_{st}} = 9,90 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 9,90 \text{ cm}^2$  dans la zone tendue

❖ **Calcul des longueur tendus et comprimés**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_t = \frac{\sigma^{\min}}{\sigma^{\min} + \sigma^{\max}} \times l = 0,58 \text{ m} \\ I_c = l - (2 \times I_t) = 0,82 \text{ m} \end{array} \right.$$

La zone comprimée est très petite, on ferraille le voile en entier avec les aciers tendus.

❖ **Armatures minimales tendus**

$$A_{z,t}^{\min} = 20\%(e \times I_t) \Rightarrow A_{z,t}^{\min} = 2,35 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales dans tout le voile**

$$\text{Selon RPA99v2003, on a : } A^{\min} = 0,15\%(e \times l) \Rightarrow A^{\min} = 2,46 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A^{Z.\text{Tendue totale}} = 2 \times A_s = 19,80 \text{ cm}^2 > A_{\min}^{\text{totale}}$$

➤ **Calcul des armatures horizontal**

La section des armatures horizontal est calculée selon la formule suivante :

$$A_H \geq \frac{\tau \times b \times S_t \times \gamma_s}{0,9 \times f_e}$$

Avec :

$$\tau = \frac{1,4 \times V}{e \times d} = 2,26 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Donc pas de risqué de rupture par cisaillement.

#### ❖ Espacement des barres horizontal

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On opte pour :  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } A_H = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A_H > A_H^{\min} = \frac{0,4 \times e \times S_t}{f_e} = 0,2 \text{ cm}^2$$

### V.3.3.1 Choix des armatures

#### a. Armatures verticales :

$$\text{En zone tendue : } A^{z.\text{Tendu}} = 4\text{HA}12 + 6\text{HA}12 = 11,30 \text{ cm}^2$$

#### b. Armatures horizontales :

$$A^H = 2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage des voiles restants sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V-24 : Sollicitations et ferrailages du voile VX3

Niveau	RDC	Etage courant	Terrasse inaccessible
B(m <sup>2</sup> )	0,2×1,5	0,2×1,5	0,2×1,5
N(KN)	1966,13	1285,40	186,53
M(KN. m)	1707,87	197,84	173,14
V(KN)	469,24	192,04	66,20
τ(MPa)	2,26	0,93	0,31
τ̄(MPa)	5	5	5
A <sub>v</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	23,98	<0	0,67
A <sub>v</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	4,50	4,50	4,50
I(m <sup>4</sup> )	0,0562	0,0562	0,0562
σ <sup>max</sup> (MPa)	29,32	6,92	3,01
σ <sup>min</sup> (MPa)	-16,21	1,64	-1,81
l <sub>t</sub> (m)	0,71	/	0,75
l <sub>c</sub> (m)	0,57	1,50	0,50
A <sub>tendu</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	2,84	4,50	3
A <sub>courant</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	1,51	4,50	1
A <sub>v/face</sub> <sup>adopté</sup>	7,16	5,15	5,15
Nombre	4HA10+9HA8	4HA10+8HA8	4HA10+8HA8
S <sub>t</sub> (cm)	10	15	15
A <sub>h</sub> <sup>cal</sup>	1,25	0,78	0,25

$A_h^{\min}$	0,2	0,3	0,3
$A_h^{\text{adopté}}$	2HA12	2HA8	2HA8

Tableau V-25 : Sollicitations et ferrailages du voile VX5

Niveau	RDC	Etage courant	Terrasse inaccessible
$B(m^2)$	0,2×1,8	0,2×1,8	0,2×1,8
$N(KN)$	1205,37	589,43	135,96
$M(KN.m)$	1019,27	151,04	179,09
$V(KN)$	288,02	184,92	85,21
$\tau(MPa)$	1,15	0,73	0,34
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5
$A_v^{\text{cal}}(cm^2)$	2,32	<0	0,87
$A_v^{\text{RPA}}(cm^2)$	5,4	5,4	5,4
$I(m^4)$	0,0972	0,0972	0,0972
$\sigma^{\max}(MPa)$	12,78	3,03	2,03
$\sigma^{\min}(MPa)$	-6,08	0,23	-1,28
$l_t(m)$	0,64	/	0,77
$l_c(m)$	0,70	1,5	0,45
$A_{\text{tendu}}^{\min}(cm^2)$	2,58	5,4	3,08
$A_{\text{courant}}^{\min}(cm^2)$	1,41	5,4	0,91
$A_{v/\text{face}}^{\text{adopté}}$	6,28	6,28	6,28
Nombre	8HA10	8HA10	8HA10
$S_t(cm)$	20	20	20
$A_h^{\text{cal}}$	1,27	0,81	0,37
$A_h^{\min}$	0,40	0,40	0,40
$A_h^{\text{adopté}}$	2HA12	2HA8	2HA8

Tableau V-26 : Sollicitations et ferrailages du voile VX6

Niveau	RDC	Etage courant	Terrasse inaccessible
$B(m^2)$	0,2×2,2	0,2×2,2	0,2×2,2
$N(KN)$	1213,57	2275,55	28,82
$M(KN.m)$	1367,55	920,37	231,92
$V(KN)$	495,32	418,66	102,99
$\tau(MPa)$	1,98	1,67	0,41
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5
$A_v^{\text{cal}}(cm^2)$	3,21	<0	2,35
$A_v^{\text{RPA}}(cm^2)$	6,60	6,60	6,60
$I(m^4)$	0,17	0,17	0,17
$\sigma^{\max}(MPa)$	11,23	7,16	1,50
$\sigma^{\min}(MPa)$	-5,71	2,24	-1,37
$l_t(m)$	0,67	/	0,95
$l_c(m)$	0,65	1,50	0,09
$A_{\text{tendu}}^{\min}(cm^2)$	2,69	6,6	3,81

$A_{courant}^{min} (cm^2)$	1,30	6,60	0,18
$A_{v/face}^{adopté}$	7,16	7,16	7,16
Nombre	4HA10+9HA8	4HA10+9HA8	4HA10+9HA8
$S_t (cm)$	15	15	15
$A_h^{cal}$	1,65	1,39	0,34
$A_h^{min}$	0,3	0,3	0,3
$A_h^{adopté}$	2HA12	2HA10	2HA8

Tableau V-27 : Sollicitations et ferrillages du voile VY1

Niveau	RDC	Etage courant
$B (m^2)$	0,2×3,05	0,2×3,05
$N (KN)$	1817,83	1376,57
$M (KN. m)$	6455,83	3777,29
$V (KN)$	603,70	582,15
$\tau (MPa)$	1,40	1,35
$\bar{\tau} (MPa)$	5	5
$A_v^{cal} (cm^2)$	45,67	19,16
$A_v^{RPA} (cm^2)$	9,15	9,15
$I (m^4)$	0,47	0,47
$\sigma^{max} (MPa)$	23,79	14,43
$\sigma^{min} (MPa)$	-17,83	-9,92
$l_t (m)$	0,85	0,81
$l_c (m)$	0,29	0,37
$A_{tendu}^{min} (cm^2)$	3,42	3,26
$A_{courant}^{min} (cm^2)$	0,57	0,74
$A_{v/face}^{adopté}$	45,68	15,83
Nombre	14HA14+12HA16	14HA12
$S_t (cm)$	10	20
$A_h^{cal}$	0,78	0,75
$A_h^{min}$	0,2	0,2
$A_h^{adopté}$	2HA12	2HA10

Tableau V-28 : Sollicitations et ferrillages du voile VY2

Niveau	RDC	Etage courant	Terrasse inaccessible
$B (m^2)$	0,2×1,5	0,2×1,5	0,2×1,5
$N (KN)$	1081,02	1414,41	146,12
$M (KN. m)$	623,17	38,45	271,48
$V (KN)$	169,01	97,98	156,45
$\tau (MPa)$	0,81	0,47	0,75
$\bar{\tau} (MPa)$	5	5	5
$A_v^{cal} (cm^2)$	<0	<0	2,95
$A_v^{RPA} (cm^2)$	4,50	4,50	4,50

$I(m^4)$	0,0562	0,0562	0,0562
$\sigma^{max}(MPa)$	11,91	4,89	4,10
$\sigma^{min}(MPa)$	-4,70	0,73	-3,13
$I_t(m)$	0,56	/	0,86
$I_c(m)$	0,86	1,50	0,26
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	2,26	4,50	3,46
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	1,73	4,50	0,53
$A_{v/face}^{adopté}$	5,15	5,15	5,15
Nombre	4HA10+8HA8	4HA10+8HA8	4HA10+8HA8
$S_t(cm)$	18	18	18
$A_h^{cal}$	0,81	0,47	0,75
$A_h^{min}$	0,36	0,36	0,36
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V-29 : Sollicitations et ferrillages du voile VY4

Niveau	RDC	Etage courant	Terrasse inaccessible
$B(m^2)$	0,2×2	0,2×2	0,2×2
$N(KN)$	2105,84	781,97	55,89
$M(KN.m)$	1607,86	851,40	256,59
$V(KN)$	272,11	207,94	167,10
$\tau(MPa)$	0,97	0,74	0,59
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	1,86	2,20	2,61
$A_v^{RPA}(cm^2)$	6	6	6
$I(m^4)$	0,13	0,13	0,13
$\sigma^{max}(MPa)$	17,32	4,96	2,06
$\sigma^{min}(MPa)$	-11,77	-1,68	-1,78
$I_t(m)$	0,80	0,50	0,92
$I_c(m)$	0,38	0,98	0,14
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	3,24	2,02	3,70
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	0,76	1,97	0,29
$A_{v/face}^{adopté}$	7,16	7,16	7,16
Nombre	4HA10+9HA8	4HA10+9HA8	4HA10+9HA8
$S_t(cm)$	15	15	15
$A_h^{cal}$	0,80	0,61	0,49
$A_h^{min}$	0,3	0,3	0,3
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V-30 : Sollicitations et ferrillages du voile VY7

Niveau	RDC	Etage courant
$B(m^2)$	0,2×3	0,2×3
$N(KN)$	2270,78	1712,77
$M(KN.m)$	6677,76	4108,87
$V(KN)$	605,74	438,36

$\tau$ (MPa)	1,43	1,04
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	47,77	20,37
$A_v^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	9	9
$I$ (m <sup>4</sup> )	0,45	0,45
$\sigma^{max}$ (MPa)	26,04	16,55
$\sigma^{min}$ (MPa)	-18,47	-10,84
$I_t$ (m)	0,83	0,79
$I_c$ (m)	0,34	0,41
$A_{tendu}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3,31	3,16
$A_{courant}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,68	0,83
$A_{v/face}^{adopté}$	48,76	21,42
Nombre	16HA14+12HA16	12HA12+10HA10
$S_t$ (cm)	10	10
$A_h^{cal}$	0,79	0,57
$A_h^{min}$	0,2	0,2
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8

➤ Schémas de ferrailage

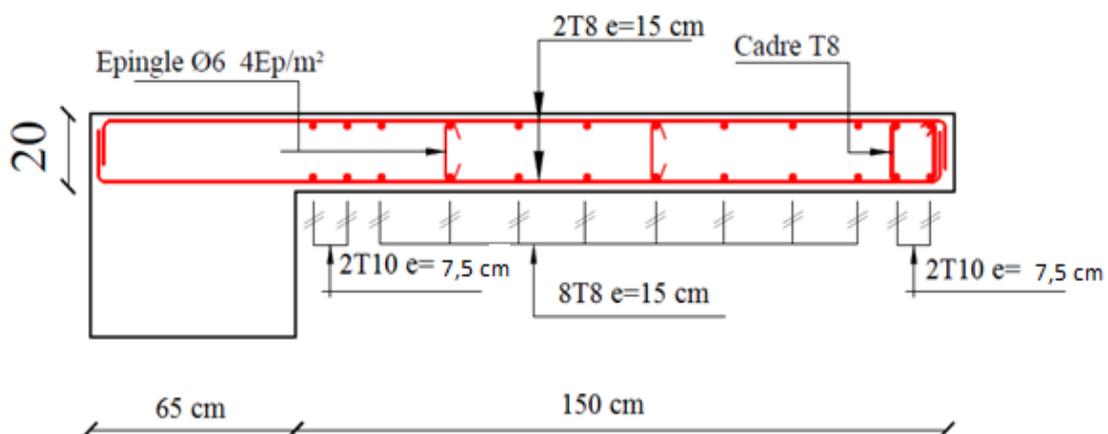


Figure V-10: schéma de ferrailage du voile Vx3 du sous-sol

## Conclusion

Les études relevées au terme de ce chapitre, montrent à quel point les éléments structuraux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA99/2003 est souvent plus important que celui calculé par le BAEL91/99. Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel Sap2000/V15. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel Sap2000/V15.

Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisés. Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.

# **Chapitre VI**

## **L'infrastructure**

## Introduction

Une infrastructure est la partie inférieure d'une construction (la partie au-dessous du niveau 0,00), reposant sur un sol d'assise auxquelles sont transmises les charges verticales induites par le poids propre de la structure, cette transmission peut se faire par un contacte directe (semelles posées directement sur le sol  $\Rightarrow$  fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux  $\Rightarrow$  fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurer :

- 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.

### VI.1 Critère de choix du Type des fondations

Suite à une étude géotechnique, le choix du type de fondation se fait selon le type et la consistance du sol d'assise de la structure, mais aussi de son poids.

Le choix du type de fondation dépend principalement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise
- Le taux de la charge transmise
- La distance entre axes des poteaux

D'après le rapport du sol (Annexe 4), La structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **1 bar** pour une profondeur au moins de **2.00 m** par rapport à la côte du terrain naturel.

### VI.2 Dimensionnement des fondations

D'après le **RPA 99 (version 2003)** le dimensionnement se fait selon les combinaisons :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{array} \right. \quad (\text{ART.10.14.1})$$

Soit  $S_{\text{fond}}$  la surface de totale des fondations nécessaires à notre ouvrage :

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{fond}}} \Rightarrow S_{\text{fond}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$\overline{\sigma}_{\text{sol}}$  : contrainte admissible du sol

$N_{\text{ser}}$  : poids de la superstructure et l'infrastructure

$P_{\text{radier}}$  : Poids propre du radier.

$P_{\text{nervure}}$  : Poids propre de la nervure.

$S_{\text{fond}}$  : surface nécessaire de la fondation

$$N_{\text{ser}} = N_{\text{super}} + P_{\text{radier}} + P_{\text{nervure}}$$

Tableau VI-1 : vérification de la contrainte admissible

$N_{\text{ser}}(\text{KN})$	$\bar{\sigma}_{\text{sol}}(\text{Bar})$	$S_{\text{fond}}(\text{m}^2)$	$S_{\text{Bat}}(\text{m}^2)$
5118,23	1	507.84	497,10

On voit bien que  $S_{\text{fond}} = 1,02S_{\text{bat}}$ , d'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier général avec débord.

Le débord « D » ,il doit vérifier la condition suivante :

$$D \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30\text{cm}\right)$$

On

a :

$$D \geq \max\left(\frac{50}{2}; 30\text{cm}\right) \Rightarrow \text{on opte pour un débord : } D=1,4 \text{ m}$$

P : Périmètre du bâtiment entouré par le débord égale à :  $P=94.47\text{m}$

La nouvelle surface du radier à prendre en compte, est donc :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + 2 \times P = 497,10 + (94,47 \times 1,4)$$

$$S_{\text{radier}} = 631,31 \text{ m}^2$$

### VI.3 Dimensionnement du radier général

Le radier est une dalle en béton armé de grandes dimensions, conçue en tant que fondation superficielle. Une telle solution de fondation est adéquate en cas de sol de faible capacité portant, ce qui nécessite une répartition des charges sur une grande surface de contact de fondation avec le sol.

#### a) La condition de coffrage :

- Pour la dalle

La hauteur minimale de la dalle est conditionnée par :

$$h_d \geq \frac{l_{\text{max}}}{20}$$

Avec :  $l_{\text{max}}$ : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.  $l_{\text{max}} = 5,4\text{m}$

$$h_d \geq \frac{l_{\text{max}}}{20} = \frac{540}{20} = 27 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } h_d = 50\text{cm}$$

→ Cette hauteur assure une base solide pour notre radier, conforme aux normes de construction et garantissant sa stabilité.

- Pour les nervures :

$h_r$ : Hauteur totale des nervures

$$h_r \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{540}{10} = 54 \text{ cm}$$

**b) La condition de rigidité :**

$$l_e \geq \frac{2l_{\max}}{\pi} \dots\dots\dots (1)$$

$l_e$  : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible) tels que :

$$l_e = \left( \frac{4.EI}{K.b} \right)^{\frac{1}{4}} \dots\dots\dots (2)$$

$E$  : Module d'élasticité du béton  
( $E=32164.195 \text{ MPA}$ )

$I$  : Moment d'inertie de la semelle ( $I = \frac{bh^3}{12}$ )

$b$  : la largeur de la band = 1.00 m

$K$  : coefficient de raideur du sol égale à  $K=40000 \text{ (KN/m}^3\text{)}$

$$\text{De (1) et (2) : } l_e = \left( \frac{4.EI}{K.b} \right)^{\frac{1}{4}} \geq \frac{2.l_{\max}}{\pi} h = \sqrt[3]{\left( \frac{3.K}{E} \left( \frac{2.l_{\max}}{\pi} \right)^4 \right)} = 0.80 \text{ m}$$

Alors nous optons pour un radier nervuré de dimensions :

La dalles :  $h_d = 50 \text{ cm}$

La nervure :  $(b \times h_r) = (60 \times 85) \text{ cm}^2$

❖ **Justification du radier :**

• **Vérification de la contrainte du sol :**

Le calcul des contraintes revenant au radier se fait suivant les formules classiques de la résistance des matériaux et devront par la suite vérifier certaines conditions.

La répartition des contraintes sous le radier est trapézoïdale, il faut vérifier :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec :

$\sigma_{\text{max}}, \sigma_{\text{min}}$  : les contraintes sous le radier égale à :

$$\sigma_{\text{max,min}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} (X_G; Y_G)$$

$N_{\text{ser}}$  : L'effort normale du aux charge verticales.

$M_{x,y}$ : Moments sismiques à la base.

➤ **Caractéristique géométrique du radier :**

$$S_{\text{radier}} = 631,31 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = 14671,21 \text{ m}^4 ; X_G = 13,49 \text{ m}$$

$$I_{yy} = 42078,43 \text{ m}^4 ; Y_G = 7,92 \text{ m}$$

➤ **Calcul du poids**

$$P_{\text{radier}} = \delta \times h_r \times S_{\text{radier}} = 5259,30 \text{ KN}$$

$$P_{\text{nervure}} = \delta \times h_t \times b_{\text{ner}} \times l_{\text{tot}} = 1166,445 \text{ KN}$$

Tableau VI-2 : Résultats de calcul des sollicitations

$N_{\text{ser}}(\text{KN})$	$M_x(\text{KN.m})$	$M_y(\text{KN.m})$
44358,98	49507,66	54763,57

Déterminations de la contrainte moyenne dans les deux sens :

✓ **Sens X-X**

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{44358,98}{631,31} + \frac{49507,66}{14671,21} \times 7,92 = 0,96 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{44358,98}{631,31} - \frac{49507,66}{14671,21} \times 13,49 = 0,43 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 0,83 \text{ bar} < \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 1 \text{ bar}$$

✓ **Sens Y-Y**

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{44358,98}{631,31} + \frac{54763,57}{42078,43} \times 13,49 = 0,87 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{44358,98}{631,31} - \frac{54763,57}{42078,43} \times 13,49 = 0,52 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 0,78 \text{ bar} < \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 1 \text{ bar}$$

• **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le **RPAA99v2003(Art.10.1.5)**, on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

✓ **Sens X-X**

$$e = \frac{49507,6663}{44358,9885} = 1,116 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 3,025 \text{ m}$$

✓ **Sens Y-Y**

$$e = \frac{54763.5743}{44358,9885} = 1.234 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 2.234 \text{ m}$$

⇒ Les deux conditions sont vérifiées, il n'y a donc pas de risque de renversement de fondation.

- **Vérification de la poussée hydrostatique**

La condition à satisfaire est la suivante :

$$N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$$

Avec :

**N** : le poids total de la superstructure.

**F<sub>s</sub>**: coefficient de la sécurité ; **F<sub>s</sub> = 1,5**

**H** : hauteur de la partie ancrée du bâtiment ; **H=3.68 m**

**S<sub>rad</sub>** : surface du radier ; **S<sub>rad</sub> = 668.455m<sup>2</sup>**

**γ<sub>w</sub>** : poids volumique de l'eau ; **γ<sub>w</sub> = 10Kn/m<sup>2</sup>**

On trouve :

$$N = 44358,9885 \text{ KN} \geq 26717,20 \text{ KN}$$

⇒ le bâtiment reste stable sous poussée hydrostatique

- **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BEAL99 (Art.A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

**N<sub>d</sub>**: effort normal de calcul à l'ELU du poteau le plus sollicité : **N<sub>d</sub> = 3549,9702KN**

**U<sub>c</sub>**: périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier

**h<sub>t</sub>**: Hauteur totale du radier ; **h<sub>t</sub> = 85 cm**

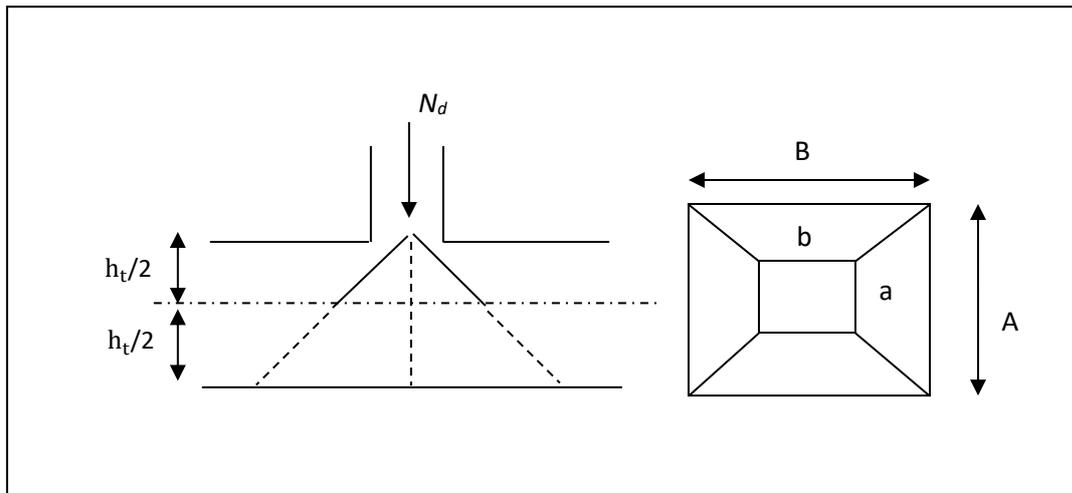


Figure VI-1: Schéma du poinçonnement

La section du poteau le plus sollicité est de dimension :  $(65 \times 65)\text{cm}^2$

Le périmètre d'impact est donné par :

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

Tel que :

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,65 + 0,85 = 1,5 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0,65 + 0,85 = 1,5 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Donc : } U_c = 6 \text{ m}$$

On trouve :

$$N_d = 3549,9702 \text{ KN} \leq 3825 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de rupture par poinçonnement

- **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

On considère une bande  $b=1\text{m}$  et de hauteur  $d$

Avec :

$$V_d = \frac{N_d \times l_{\max}}{2 \times S_{\text{rad}}} \Rightarrow V_d = \frac{68220,5972 \times 5,40}{2 \times 631,31} = 291,76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,65 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement

- ❖ **Ferraillage du radier**

Un radier fonction comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferrailage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de **1 m**.

$$\begin{cases} l_x = 5.25m \\ l_y = 5.40m \end{cases}$$

Soit :  $G_0$  le poids propre du radier.

$$G_0 = \delta \times e = 25 \times 0,50 = 12,5 \text{ KN/m}^2$$

#### ❖ Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + 1,35 \times G_0 q_u = 125,29 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} + G_0 \quad q_{\text{ser}} = 83,00 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{525}{540} = 0,972 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

✓ **A L'ELU**

$$\begin{cases} \rho = 0,972 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \quad \begin{cases} \mu_x = 0,04 \\ \mu_y = 0,94 \end{cases}$$

#### ▪ Moment fléchissant :

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 138,14 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 130,40 \text{ KN.m}$$

#### ▪ En travée :

$$\text{Sens x-x : } M_t^x = 0,75 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 103,60 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_t^y = 0,75 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 97,80 \text{ KN.m}$$

#### ▪ En appuis :

$$\text{Sens x-x : } M_a^x = -0,5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = -69,07 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_a^y = -0,5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = -65,20 \text{ KN.m}$$

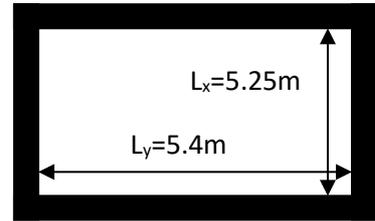
✓ **A L'ELS**

$$\begin{cases} \rho = 0,972 \\ \nu = 0,2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \quad \rho = 0,972 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0461 \\ \mu_y = 0,957 \end{cases}$$

#### ▪ Moment fléchissant :

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 105,46 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 100,94 \text{ KN.m}$$



FigureVI-2 :Schéma d'une dalle sur quatre appuis

▪ En travée :

Sens x-x :  $M_t^x = 0.75 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 79,09 \text{ KN.m}$

Sens y-y :  $M_t^y = 0.75 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 75,71 \text{ KN.m}$

▪ En appuis :

Sens x-x :  $M_a^x = -0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = -52,73 \text{ KN.m}$

Sens y-y :  $M_a^y = -0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = -50,47 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section  $b \times h = (1 \times 0.5) \text{ m}^2$

Tableau VI-3 : Calcul du ferrailage du radier

		$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{adop}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$S_t$ (cm)
Sens x-x	Travée	106,09	0,036	0,047	0,441	6,74	7HA14=10,78	10
	Appuis	70,73	0,024	0,031	0,444	4,46	7HA12=7,92	10
Sens y-y	Travée	100,15	0,034	0,044	0,442	6,35	7HA14=10,78	10
	Appuis	66,77	0,023	0,029	0,444	4,21	7HA12=7,92	10

❖ Vérification a l'ELU

➤ Condition de non fragilité :

Pour une dalle d'épaisseur  $e \geq 12 \text{ cm}$  et  $\rho > 0,4$ , la section d'armature est:

▪ En travée :  $\begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h \end{cases}$

Avec :  $\rho_0 = 0,0008$  pour des HA et  $f_c E400$

▪ En appuis :

$A_x^{min} = A_y^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$A_x^{min} = A_y^{min} = 5,68 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ Vérification de l'effort tranchant

$V_u^x = \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = 173,71 \text{ MPa}$

$V_u^y = \frac{P_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = 159,63 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,38 \text{ MPa} \dots \dots \dots (1)$

$$\bar{\tau}_u = \left(\frac{0.07}{\gamma_b}\right) \times f_{c28} = 1,16 \text{ MPa} \dots \dots \dots (2)$$

(1) Et (2) ⇒ Les armatures transversales dans la dalle ne sont pas nécessaires

❖ **Vérification à l'ELS :**

On doit vérifier

$$\text{que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

Le calcul et la vérification des contraintes sont résumés dans le tableau (VI-4) ci-dessous :

Tableau VI-4 : Vérification des contraintes

	$M_{ser}$ (KN. m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Sens x-x	81,25	12,28	265730	3,75	15	150,07	201,68	Vérifiée
	54,16	9,22	178214,67	2,80	15	163,13	201,68	Vérifiée
Sens y-y	77,77	12,28	265730	3,59	15	143,65	201,68	Vérifiée
	51,85	9,22	178214,67	2,68	15	156,15	201,68	Vérifiée

❖ **Schéma de ferrailage**

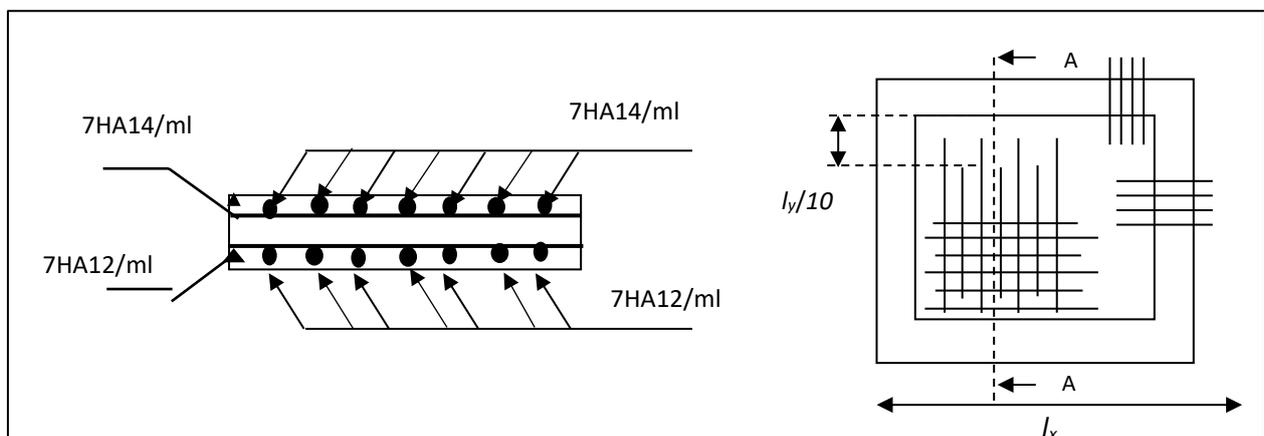


Figure VI-3:Schéma de ferrailage du radier

Il est assimilé à une console de 1,40 m de longueur illustré comme suit :

➤ **Calcul des sollicitations**

$$\checkmark \text{ A l'ELU}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} \Rightarrow M_u = 125,74 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 89,817 \text{ KN}$$

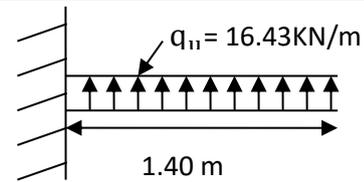


Figure VI-4 : Répartition des contraintes sur le débord

Le ferrailage se fera pour une section  $\mathbf{b} \times \mathbf{h} = (1,4 \times 0,5) \text{ m}^2$ .

Les résultats du ferrailage du débord sont résumés dans le tableau (VI-5) suivant :

Tableau VI-5 : Résultats du ferrailage du débord

Sens	$M_u$ (KN.m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{adop}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	Nombre	$S_t$ (cm)
x-x	125,74	8,21	5,43	12,06	6HA16	20

- Vérification à l'ELU

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = (0,07/\gamma_b) \times f_{c28} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures transversales dans la dalle ne sont pas nécessaires

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{12,06}{4} = 3,015 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec un espacement de **20 cm**

- Vérification des contraintes à l'ELS

Les résultats de vérification des contraintes à l'ELS sont résumés dans le tableau (VI-6)

Tableau VI-6 : vérification des contraintes à l'ELS

$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I ( $\text{cm}^4$ )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
81,34	11,078	253479,18	3,55490493	15	163,282386	201,64	Vérifiée

#### VI.4 Etude des nervures

Les nervures sont considérées comme des poutres de section en T, doublement encastées. Elles reprennent les charges transmises par le radier selon les lignes de rupture correspondant à chaque panneau.

VI.4.1 Calcul des charges reprise par les nervures

- Cas d'une charge triangulaire :

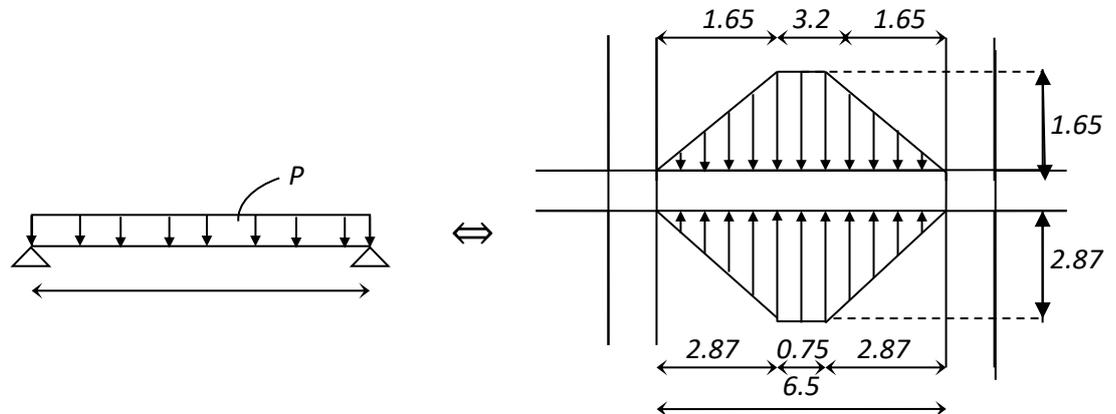


Figure VI-5 : Répartition des charges aux poutres selon les lignes de rupture

$$P'_v = P'_m = \frac{q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

$$P_v = P'_m = \frac{2}{3} \times q_u \times l_x$$

- Cas d'une charge trapézoïdale :

$$P_m = \frac{q_u}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q_u}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right]$$

➤ Calcul des sollicitations

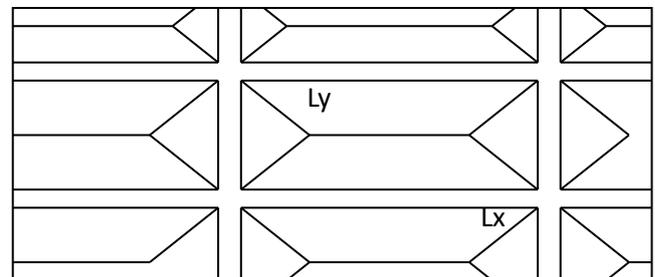


Figure VI-6: La subdivision des charges suivant les lignes de rupture

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » :

❖ Moment aux appuis :

$$M_a = - \frac{P_g \times l'_g + P_d \times l'_d}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

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'appuis de rive, on a :  $M_a = -0,15 \times M_0$   $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

❖ **Moment en travée**

$$M_t = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right) ; \quad M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x) \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$ : Moment sur appuis de gauche et droite respectivement

$q_m$  : c'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment que la charge réelle

$q_v$  : c'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même effort tranchant maximum que la charge réelle

$l_{xg}, l_{yg}$  : la plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

$l_{xd}, l_{yd}$  : la plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

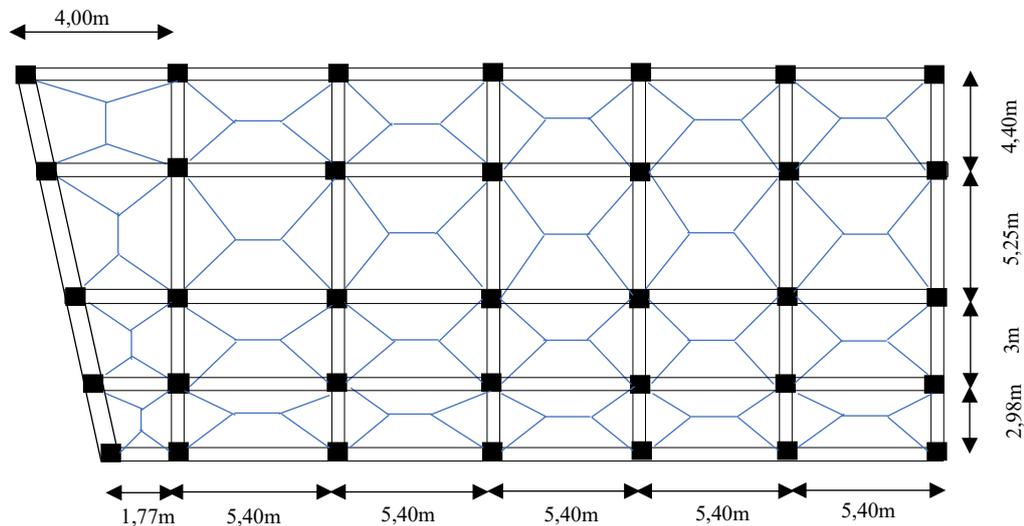


Figure VI-7: schéma de rupture de la dalle du radier

➤ **Sens x-x**

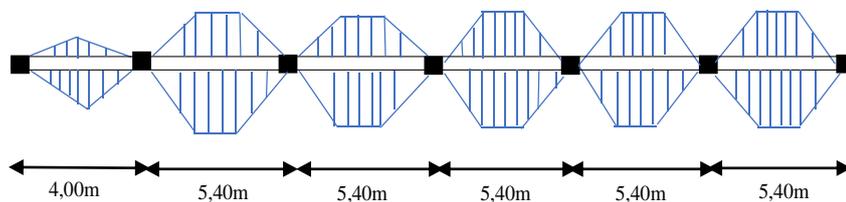


Figure VI-8 : chargement de la nervure intermédiaire

➤ Sens y-y

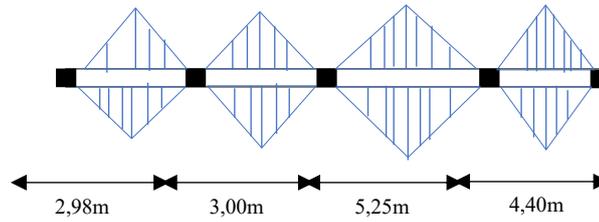


Figure VI-9 : chargement de la nervure intermédiaire.

Les sollicitations maximales résultantes (en travée et en appuis) sont regroupées dans les deux tableaux suivants :

• Sens x-x

Tableau VI-7 : Sollicitations de la nervure en travée au sens xx

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P(KN/m)	$M_a(KN. m)$		X(m)	$M_t(KN. m)$
A-B	3,4	3,4	277,23	0	-816,27	0,88	115,21
B-C	5,4	4,32	429,42	-816,27	-980,63	2,63	730,58
C-D	5,4	4,32	429,42	-980,63	-980,63	2,7	647,37
D-E	5,4	4,32	429,42	-980,63	-980,63	2,7	647,37
E-F	5,4	4,32	429,42	-980,63	-1287,08	2,57	497,75
F-G	5,4	5,4	429,42	-1287,08	0	3,23	1048,06

• Sens y-y

Tableau 0-1 : Sollicitations de la nervure en appuis sens yy

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P(KN/m)	$M_a(KN. m)$		X(m)	$M_t(KN. m)$
A-B	2,89	2,89	260,19	0	-230,66	1,19	185,01
B-C	3	2,4	261,83	-230,66	-652,58	0,96	-109,30
C-D	5,25	4,2	445,29	-652,58	-889,44	2,52	765,43
D-E	4,4	4,4	375,98	-889,44	0	2,73	519,49

### VI.4.2 Ferrailage des nervures

Les nervures se calculent à la flexion simple comme une section en T de la même manière que les poutrelles.

- **Les dimensions des nervures :**

$$h_t = 85 \text{ cm}$$

$$h_0 = 50 \text{ cm}$$

$$b_0 = 60 \text{ cm}$$

$$d = 0,82 \text{ cm}$$

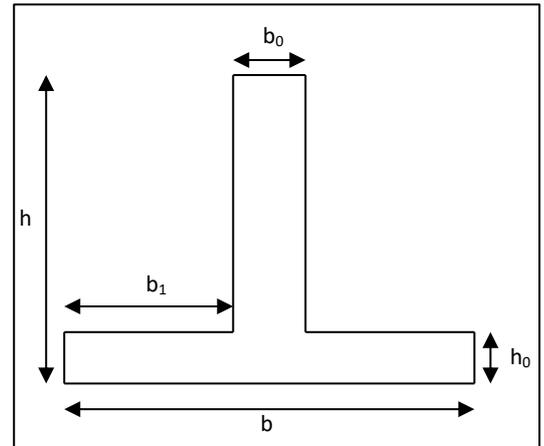


Figure VI-10: Schéma des nervures

La largeur efficace « **b** » de la dalle du radier qui intervient dans la résistance est définie selon le CBA93

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

- **Sens X-X**

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{268}{2}; \frac{176,3}{10}\right) \Rightarrow b = 0,95 \text{ m}$$

- **Sens Y-Y**

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{176,3}{2}; \frac{268}{10}\right) \Rightarrow b = 1,14 \text{ m}$$

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VI-9 : Résumé des résultats du ferrailage

Sens	Localisation	$M_u$ (KN.m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{adop}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	Nombre
x-x	Travée	845,55	38,16	15,05	40,25	5HA25+5HA20
	Appuis	1048,06	35,32	15,05	40,25	5HA25+5HA20
y-y	Travée	765,43	27,56	15,34	31,42	10HA20
	Appuis	889,44	24,13	15,34	31,42	10HA20

#### ➤ Armatures de peau

Comme les nervures présentent une grande hauteur, des armatures de peau sont nécessaires. Elles sont disposées le long des parements verticaux et sont de l'ordre de  $1(\text{cm}^2/\text{ml})$

➤ **Armatures transversales**

Pour les armatures transversales, on opte pour l'ensemble des nervures la quantité d'armatures suivante :

$$A_t = 2cadres\phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2$$

Sachant que :

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h_1}{35}; \frac{b_1}{10}; \phi^{max} \right] = 20 \text{ mm}$$

### VI.4.3 Vérification à l'ELU

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

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci- dessous :

Tableau VI-10 :Vérification de l'effort tranchant

Sens	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
x-x	1114,33	0,894	2,5	Vérifiées
y-y	887,89	0,698	2,5	Vérifiées

**Commentaire :** Pas de risque de rupture par cisaillement dans la nervure.

### VI.4.4 Vérification des contraintes à l'ELS

Les résultats sont présentés dans le tableau ci- dessous :

Tableau VI-11 :Vérification des contraintes

Sens	Localisation	$M_{ser}$ (KN. m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
x-x	Travée	717,45	23,53	5324844	3,17	15	118,17	201,68	Vérifiée
	Appuis	881,07	23,53	5324844	3,89	15	145,12	201,68	Vérifiée
y-y	Travée	518,27	22,57	4441161	2,63	15	104,03	201,68	Vérifiée
	Appuis	604,22	22,57	4441161	3,07	15	121,28	201,68	Vérifiée

- **Espacement des acier transversaux :**

Soit  $5HA_{10} = 3,93 \text{ cm}^2$  (cadre entourant les barres des angles plus petit cadre pour ceux des milieux plus épingle)

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(73,8; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 40 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{3,93 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,6} = 65,50 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,8 \times 3,93 \times 10^{-4} \times 400}{0,5(0,894 - 0,3 \times 2,1)} = 95,27 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 30\text{cm}$

#### VI.4.5 Schéma de ferrailage

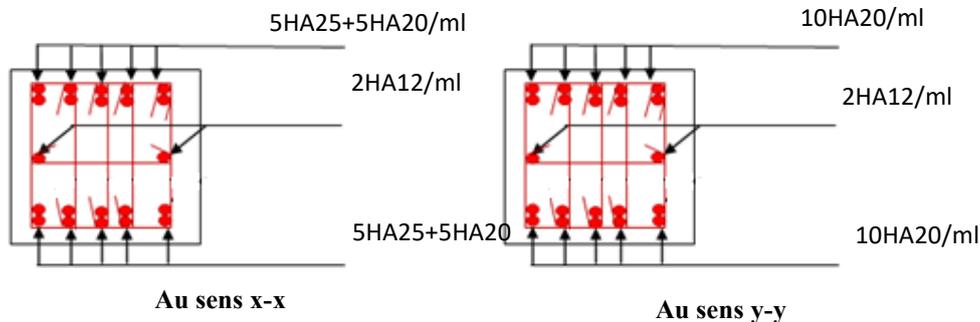


Figure VI-11: Schéma de ferrailage des nervures

#### VI.5 Etude du voile périphérique

D'après le **RPA 99/2003**, les ossatures au-dessous du niveau de base doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de terrain naturel (Entre sol et sous-sol).

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à reprendre l'action des poussées de terres. Le voile de notre structure entoure les quatre côtés du bâtiment. Il doit satisfaire les exigences suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% de la section dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Les ouvertures dans les voiles ne doivent pas réduire sa rigidité une manière importante. L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm.

On calculera le panneau le plus défavorable de dimensions :

La hauteur  $h = 3,68\text{ m}$

La longueur  $l = 5,4\text{ m}$

$e \geq 15\text{ cm}$  ; on prend  $e = 25\text{ cm}$

##### VI.5.1 Caractéristique géotechnique du sol

D'après le rapport de sol on a :

- ✓ L'angle de frottement interne :  $\phi = 6.01^\circ$
- ✓ La cohésion  $C_u = 0.23\text{ bar}$
- ✓ Poids volumique des terres humides  $\gamma_h = 15,5\text{ KN/m}^3$

### VI.5.2 Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

**a) La poussée des terres :**

La répartition des contraintes sur le voile est triangulaire avec un maximum à  $z = h$

$$G = \gamma_h \times h \times \left( \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right)$$

$$G = 15,5 \times 3,68 \times \left( \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{6,01}{2} \right) \right)$$

$$G = 46,23 \text{ KN/m}^2$$

**b) Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$Q = 8,10 \text{ KN/m}^2$$

### VI.5.3 Ferrailage du voile

Le voile se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis uniformément chargés d'une contrainte moyenne tels que :

❖ A l'ELU :

$$\sigma_{min}^{(h=0)} = 1,5Q = 1,5 \times 8,10$$

$$\Rightarrow \sigma_{min}^{h=0} = 12,16 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max}^{(h=3,68)} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 46,23 + 1,5 \times 8,10$$

$$\Rightarrow \sigma_{max}^{(h=3,68)} = 74,56 \text{ KN/m}^2$$

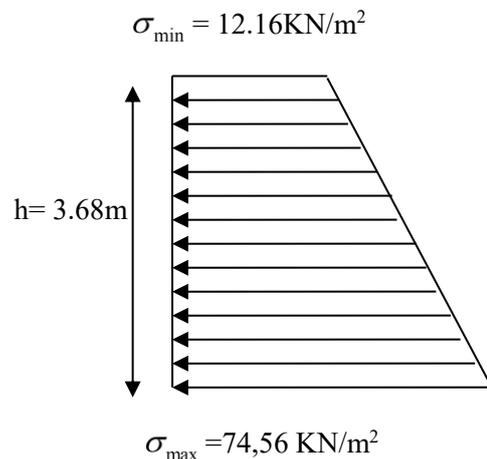


Figure VI-12: Répartition des contraintes sur le voile à l'ELU

A l'ELS:

$$\sigma_{min}^{(h=0)} = Q = 8,10$$

$$\Rightarrow \sigma_{min}^{h=0} = 8,10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min}^{(h=3,68)} = G + Q = 4,82 + 8,10$$

$$\Rightarrow \sigma_{min}^{(h=3,68)} = 54,33 \text{ KN/m}^2$$

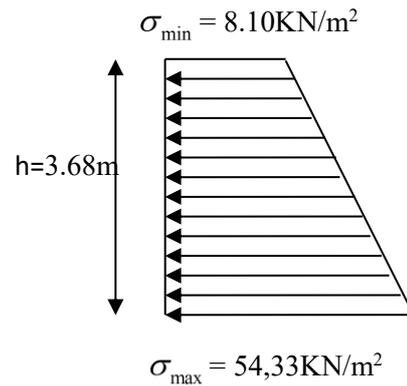


Figure VI-13: Répartition des contraintes sur le voile à l'ELS

❖ La contrainte Moyenne

$$q = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\text{ELU} : q_u = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 74,56 + 12,16}{4} \Rightarrow q_u = 55,92 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$\text{ELS} : q_u = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 54,33 + 8,10}{4} \Rightarrow q_u = 42,78 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,68 \Rightarrow \text{la dalles travaille dans les deux sens}$$

❖ Calcul des sollicitations

A l'ELU

$$l_x = 3,68 \text{ m}$$

D'après l'annexe 1

ELU

$$\rho = 0,68 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0701 \\ \mu_y = 0,403 \end{cases}$$

ELS

$$\rho = 0,68 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,078 \\ \mu_y = 0,5469 \end{cases}$$

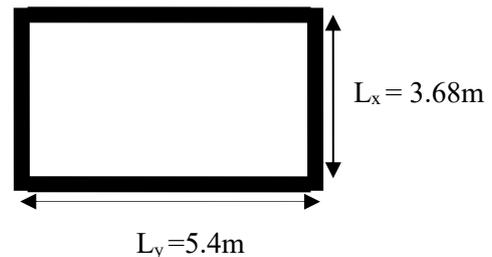


Figure VI-14: Le panneau le plus sollicité

Le tableau suivant résume le calcul des moments (On prendra les moments les plus défavorable en travée et en appuis) :

Tableau VI-12 : résumé de calcul des moments

Moment corrigés	ELU		ELS	
	$M_x(\text{KN.m})$	$M_y(\text{KN.m})$	$M_x(\text{KN.m})$	$M_y(\text{KN.m})$
$M_0$	53,77	21,69	45,18	24,71
$M_t^{x,y} = 0,85M_0^{x,y}$	45,70	18,44	38,41	21,00
$M_a^x = M_a^y = -0,5M_0^x$	26,89		22,59	

Le tableau (VI-13) résume les résultats du ferrailage du voile  
 $b = 100\text{cm}$  ;  $e = 25 \text{ cm}$  ;  $d = 22,5 \text{ cm}$  ;

Tableau VI-13 : les résultats du ferrailage du voile

Localisation	Sens	$M_u$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	nombre
Travée	x-x	45,70	9,49	1,81	10,78	7HA14
	y-y	18,44	3,64	1,81	6,79	6HA12
Appuis	x-x ; y-y	26,89	5,39	1,81	10,78	7HA14

#### VI.5.4 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \left(\frac{0.07}{\gamma_b}\right) \times f_{c28} = 1,16 \text{ MPa}$$

Le tableau suivant présente la vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

Tableau VI-14 : vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

Sens	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
x-x	84,64	0,56	1,16	Vérifiées
y-y	26,79	0,20	1,16	Vérifiées

⇒ donc le ferrailage transversal n'est pas nécessaire.

#### VI.5.5 Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes :

Tableau VI-15 : Vérification des contraintes

Localisation	Sens	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	38,41	7,07	50000	5,43	15	177,78	201,68	Vérifiées
	y-y	21,00	5,83	35000	3,49	15	150,06	201,68	Vérifiées
Appuis	x-x ; y-y	22,59	7,07	50000	3,19	15	104,57	201,68	Vérifiées

## VI.5.6 Schéma de ferrailage du voile périphérique

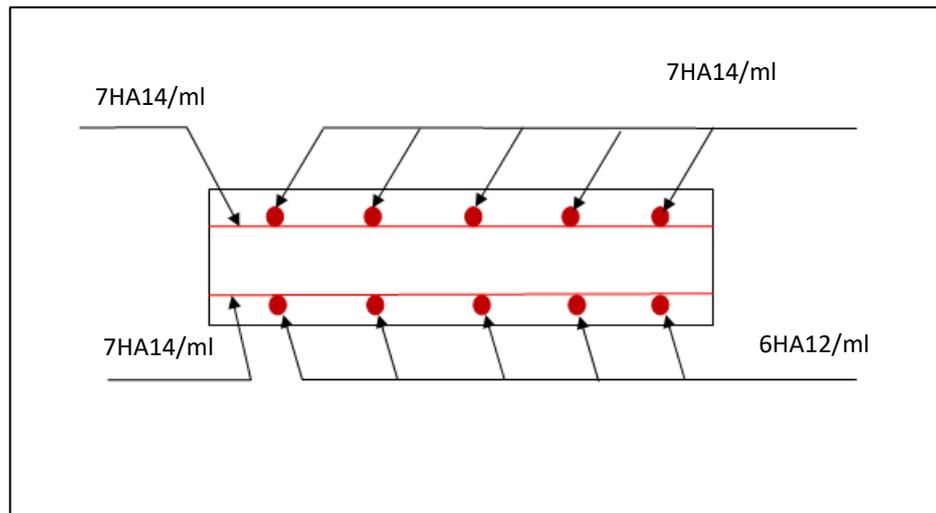


Figure VI-15: Schéma du ferrailage du voile périphérique

# **Conclusion générale**

Ce mémoire de fin d'étude a pour but d'étudier le projet de construction d'un bâtiment, selon les règles parasismiques algérienne, cela nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais de l'ETABS, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration. L'utilisation de ce logiciel nous a permis une grande rentabilité dans notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Pour appuyer ses processus de travail, nous avons divisé notre mémoire en 6 principaux chapitres. Le Chapitre I à passer en revue les fondamentaux sur la structure et les matériaux, des calculs préliminaires de pré dimensionnement (Chapitre II) ont été exposés et comprennent respectivement le pré dimensionnement des éléments de l'ouvrage ainsi que la descente de charges servant à fixer au préalable la section de ces éléments.

Le chapitre 3 nous a permis d'étudier les éléments secondaires de notre structure, ainsi qu'à l'illustration de leurs ferraillements. En suite une étude dynamique a été réalisé dans le chapitre 4 ou il a été divisé en deux parties distinctes, c'est-à-dire la première partie de l'étude a pour but le contrôle de la réponse sismique, en particulier, l'exploration des comportements dynamiques, et la satisfaction des besoins RPA99. La deuxième partie de ce chapitre traite l'étude des éléments structuraux, en considérant les forces sismiques obtenues précédemment dans la première partie. La transmission des efforts vers ces derniers ainsi entamée. Ces efforts transmis ont été combinés selon les prescriptions des différents états limites de calcul ainsi que celles du RPA99, pour déterminer le ferraillement adéquat de ces derniers (chapitre5).

Enfin, une étude de l'infrastructure a été menée. Cette dernière, constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrages. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place, ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure. Pour notre structure nous avons été amenés à choisir un radier nervuré, car ce dernier s'est avéré être le type de fondation qui convient le mieux à notre structure.

Ce projet nous a permis de mettre en exergue plusieurs points importants :

- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur le comportement dynamique de la structure face aux sollicitations dynamiques, ainsi que sur la justification du système de contreventement mis en place, cette dernière est souvent compromise par l'aspect architectural du bâtiment.

- La modélisation en tenant compte des éléments secondaires fait que la rigidité de la structure modélisée n'est pas sous-estimée.

- Les sections des poteaux choisies au chapitre pré- dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.

- Afin d'éviter le risque de cisaillement des poteaux courts ; ces derniers ont été ferrillés conformément aux exigences RPA dans le sens transversal.

- Les contraintes de traction dans les aciers des éléments de l'infrastructure ne sont très souvent pas vérifiées, c'est pour cela qu'on ferraille ces derniers à l'ELS.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés seront bénéfiques pour les prochaines promotions

# **Bibliographie**

- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (B.A.E.L.91). Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton arme (C.B.A.93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Document technique règlementaire (DTR.B.C.2.2), Edition CGS, Octobre1988.
- Cours Béton armé.....université de Bejaia.
- Cours Dynamique des structures.....université de Bejaia.
- Logiciel d'analyse des structures etabs/version.16.
- Outil de conception AUTO CAD 2011.
- Outil de de calcul EXCEL 2013.
- Outil de saisie Word 2013.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

# **Annexes**

# **Plans architecturaux**