



# Mémoire de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme master

Filière : Génie civil

Option : structure

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+10+entre sol) en béton armé  
A usage habitation et commerce  
Contreventé par un système mixte  
(voiles-portiques)*

Réaliser par :

- BEN GANA Taous
- HADDAD Yacine

Encadré par :

Mr : A.TAHAKOURT

Devant le Jury composé de :

Nom et Prénom :

- Mme sekkour
- Mme soudi

Année Universitaire : 2019/2020

## **Remerciements**

*Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université de Bejaia.*

*Au terme de notre formation en générale et notre projet de fin d'étude.*

*Nous remercions avants tous, le dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, la volonté, la patience et la santé durant toute ces années d'études  
Et que grâce à lui ce travail a pu être réalisé.*

*Nous remercions ainsi nos familles qui ne cessent de nous encourager  
durant ce long parcours.*

*Nos remerciements vont également à notre encadreur M<sup>r</sup> **TAHAKOURT  
Abdelkader.***

*Nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury  
d'avoir acceptés d'examiner ce manuscrit et de soulever les critiques  
nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus à notre  
travail.*

*Nous remercions tous les enseignants qui ont contribués à notre formation.*

*Enfin, a tous ce qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de  
notre travail.*

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mes chers parents qui étaient toujours à mes côtés pour me soutenir*

*Durant tout mon parcours d'études*

*Mes chers frères et sœurs*

*Toute la famille HADDAD et CHELLAT*

*Tous mes amis sans exceptions*

*HADDAD Yacine*

## *Dédicaces*

« و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب »

*Je dédie ce travail à :*

*Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*

*Mes sœurs.*

*Toute ma famille Bengana.*

*Mes amis.*

*Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

**TAOUS BENGANA**





## Table des Figures

<b>Figure II.1.</b> Plancher à corps creux.....	4
<b>Figure II.2.</b> Schéma de la disposition des poutrelles.....	6
<b>Figure II.3.</b> Coupe transversale d'une poutrelle.....	7
<b>Figure II.4.</b> Coupe transversale d'un voile .....	9
<b>Figure II.5.</b> Vue en plan l'escalier à deux volées.....	10
<b>Figure II.6.</b> Surface afférente de poteau D2.....	14
<b>Figure II.7.</b> Surface afférente de poteau E2.....	16
<b>Figure III.1.</b> Schémas statique .....	23
<b>Figure III.2.</b> Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2 travées .....	24
<b>Figure III.3.</b> Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées .....	24
<b>Figure III.4.</b> Schéma statique de la poutrelle type (1).....	25
<b>Figure III.5.</b> Ferrailage de la dalle de compression.....	34
<b>Figure III.6.</b> Schémas statique de la poutre de chaînage.....	39
<b>Figure III.7.</b> Schémas de ferrailage de la poutre de chaînage.....	41
<b>Figure III.8.</b> Modèle de calcul de l'acrotère.....	41
<b>Figure III.9.</b> Coupe transversale de l'acrotère.....	41
<b>Figure III.10.</b> Section de l'acrotère à ferrailer.....	43
<b>Figure III.11.</b> schéma statique de l'escalier ( E.S).....	45
<b>Figure III.12.</b> Section d'escalier à ferrailer.....	46
<b>Figure III.13.</b> schema de ferrailage de l'escalier .....	48
<b>Figure III.14 .</b> Schéma statique de la poutre palière.....	48
<b>Figure IV.1.</b> Spectre de réponse.....	55
<b>Figure IV.2.</b> Disposition des voiles.....	56
<b>Figure IV.3.</b> Vue en 3D du model obtenu par ETABS.....	56
<b>Figure IV.4.</b> Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X).....	57
<b>Figure IV.5.</b> Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y).....	58
<b>Figure IV.6.</b> Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z).....	58
<b>Figure V.1.</b> Zone nodale.....	64
<b>Figure V.2.</b> Section d'un poteau.....	68
<b>Figure V.3.</b> schema de ferrailage de poteau RDC.....	70
<b>Figure V.4.</b> Répartition des moments dans les zones nodales.....	76
<b>Figure V.5.</b> Formation de rotules plastique.....	76
<b>Figure V.6.</b> Schéma de ferrailage de la poutre principale .....	78
<b>Figure V.7.</b> Schéma des contraintes.....	81

---



<b>Figure V.8.</b> Schéma de ferrailage de voile .....	84
<b>Figure VI.1.</b> Semelle filante.....	86
<b>Figure VI.2.</b> schéma statique de la nervure.....	92
<b>Figure VI.3.</b> schéma des nervure.....	93
<b>Figure VI.4.</b> schéma de ferrailage du radier.....	98
<b>Figure VI.5.</b> schéma statique de la nervure.....	99
<b>Figure VI.6.</b> Poussée des terres sur les voiles périphériques.....	101
<b>Figure VI.7.</b> Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	105

---



## Table des tableaux

<b>Tableau II.1.</b> Dimensionnement d'escalier .....	11
<b>Tableau II.2.</b> Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux.....	11
<b>Tableau II.3.</b> Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine.....	11
<b>Tableau II.4.</b> Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux .....	12
<b>Tableau II.5.</b> Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.....	12
<b>Tableau II.6.</b> Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.....	12
<b>Tableau II.7.</b> Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine.....	13
<b>Tableau II.8.</b> Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine.....	13
<b>Tableau II.9.</b> Résultats de la descente de charge du poteau (D2).....	15
<b>Tableau II.10.</b> Résultats de la descente de charge du poteau (E2).....	17
<b>Tableau II.11.</b> Vérification de tous les à la compression simple des poteaux les plus sollicités niveaux	19
<b>Tableau II.12.</b> Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux .....	21
<b>Tableau II.13.</b> Dimensions des poteaux .....	21
<b>Tableau III.1.</b> Types de poutrelles.....	23
<b>Tableau III.2.</b> Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	23
<b>Tableau III.3:</b> charges qui reviennent sur le plancher, sur la poutrelle et les combinaisons.....	24
<b>Tableau III.4.</b> calcul des moments isostatique et moment en travé .....	24
<b>Tableau III.5.</b> Moment et effort tranchant au niveau des appuis .....	25
<b>Tableau III.6.</b> Effort tranchant au niveau des travées .....	25
<b>Tableau III.7.</b> charge qui reviennent sur le plancher et combinaisons d'actions.....	25
<b>Tableau III.8.</b> Sollicitations maximales dans les différents niveaux.....	26
<b>Tableau III.9.</b> Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux .....	30
<b>Tableau.III.10.</b> Vérifications nécessaires à l'ELU .....	31
<b>Tableau.III.11.</b> Vérification des contraintes à l'ELS .....	32
<b>Tableau.III.12.</b> Vérifications de la flèche à l'ELS .....	32
<b>Tableau.III.13.</b> Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.....	33
<b>Tableau III.14.</b> Données des différents types de dalle pleine.....	34
<b>Tableau III.15.:</b> charges qui reviennent sur les panneaux.....	35
<b>Tableau III.16.</b> Sollicitations maximales dans les dalles pleines.....	35
<b>Tableau III.17.</b> Vérification de l'effort tranchant.....	36
<b>Tableau III.18.</b> Calcul du ferrailage à l'ELU.....	36
<b>Tableau III.19.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS.....	37
<b>Tableau III.20.</b> Moments et ferrailages correspondant .....	40
<b>Tableau III.21.</b> Vérification des contraintes.....	40
<b>Tableau III.22.</b> Sollicitation.....	42
<b>Tableau III.23.</b> Combinaisons d'action de l'acrotère.....	42
<b>Tableau III.24.</b> Sollicitations d'escalier (ES).....	45
<b>Tableau III.25.</b> ferrailage d'escalier .....	46
<b>Tableau III.26.</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	46
<b>Tableau III.27.</b> Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S).....	48
<b>Tableau III.28.</b> Vérifications des contraintes de la poutre palière.....	50
<b>Tableau IV.1.</b> Valeurs des pénalités .....	52
<b>TableauIV.2.</b> Périodes et taux de participation massique de la structure.....	56
<b>Tableau IV.3.</b> Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.....	58
<b>Tableau IV.4.</b> Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales.....	58
<b>TableauIV.5.</b> Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	59
<b>Tableau IV.6.</b> Vérifications des déplacements de niveaux.....	59
<b>Tableau IV.7.</b> Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	60
<b>Tableau IV.8.</b> Vérification de l'effort normal réduit.....	61
<b>Tableau IV.10.</b> Dimensions finales des éléments structuraux.....	61
<b>Tableau V.1.</b> Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.....	63
<b>Tableau V.2.</b> Sollicitations dans les différents poteaux.....	64



<b>Tableau V.3.</b> Ferrailage longitudinal des poteaux.....	65
<b>Tableaux V.4.</b> Ferrailages transversaux des poteaux.....	66
<b>Tableau V.5.</b> Vérification au flambement des différents poteaux.....	66
<b>Tableau V. 6.</b> Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.....	67
<b>Tableau V.7.</b> Vérification des contraintes de cisaillement.....	68
<b>Tableau V.8.</b> Ferrailage des poutres principales (30×45) cm <sup>2</sup> .....	70
<b>Tableau V.9.</b> Ferrailage des poutres secondaires (35×35) cm <sup>2</sup> .....	71
<b>Tableau V.10.</b> Vérification des contraintes tangentielles.....	73
<b>Tableau V.11.</b> Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	73
<b>Tableau V.12.</b> Vérification de l'état limite de compression du béton.....	73
<b>Tableau V.13.</b> Moments résistants dans les poteaux.....	75
<b>Tableau V.14.</b> Moments résistants dans les poutres principales.....	75
<b>Tableau V.15.</b> Moments résistants dans les poutres secondaires.....	76
<b>Tableau V.16.</b> Vérification des zones nodales selon le sens principal.....	77
<b>Tableau V.17.</b> Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	78
<b>Tableau V.19.</b> Sollicitations maximales dans le voile $V_x //$ à X-X'.....	80
<b>Tableau V.20.</b> Sollicitations et ferrailage des voiles sens X-X'.....	82
<b>Tableau V.21.</b> Sollicitations et ferrailage des voiles selon le sens Y-Y'.....	83
<b>Tableau VI.1.</b> Section d'armateur du radier.....	90
<b>Tableau VI.2.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS.....	91
<b>Tableau VI.3.</b> Sollicitations de la nervure dans les deux sens X et Y.....	92
<b>Tableaux VI.4.</b> Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.....	93
<b>Tableau VI.5.</b> Résultats de ferrailage des nervures.....	93
<b>Tableau VI.6.</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	94
<b>Tableau VI.7.</b> Ferrailage des nervures à l'ELS.....	95
<b>Tableau VI.8.</b> Section d'armateur du radier 2.....	97
<b>Tableau VI.9.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS.....	98
<b>Tableau VI.10.</b> Sollicitations de la nervure dans les deux sens X et Y.....	98
<b>Tableau VI.11.</b> Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.....	99
<b>Tableau VI.12.</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	99
<b>Tableau VI.13.</b> Ferrailage des voiles périphérique.....	102
<b>Tableau VI.14.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS.....	103

## ➤ Table des matières

Chapitre I : Généralités .....	1
1 Introduction : .....	1
2 Présentation de l'ouvrage : .....	1
Hypothèses de calcul aux états limites .....	2
• Etat Limite Ultime « ELU », CBA93 (ArtA.4.3.2). .....	2
• Etat Limite de Service « ELS », CBA93 (Art A.4.5).....	2
3 Caractéristiques des matériaux utilisés.....	2
• Béton .....	2
• <b>Acier</b> .....	3
4 Règlements et normes utilisés.....	3
<b>CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments.....</b>	<b>4</b>
1 Pré dimensionnement des planchers .....	4
1.1 Plancher à corps creux.....	4
1.2 Plancher à dalle pleine.....	7
1.3 Pré dimensionnement des poutres .....	8
• Poutres Principales (PP).....	9
• Poutres Secondaires (PS) .....	9
1.4 Pré dimensionnement des voiles .....	9
1.5 Pré dimensionnement des escaliers.....	9
Type 1 : Escalier a deux volées.....	10
1.6 Evaluation des charges et des surcharges .....	11
Tableau II.2. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux.....	11
1.7 Pré dimensionnement des poteaux .....	13
• Pré dimensionnement du Poteau (D2) .....	14
• Pré dimensionnement du Poteau (E2).....	16
• Conclusion.....	21
<b>Chapitre III : Etude des éléments secondaires.....</b>	<b>22</b>
1 Introduction : .....	22
2 Etude du plancher.....	22
2.1 Plancher à corps creux :.....	22
2.2. Calcul des dalles pleines :.....	34
• Schéma de ferrailage.....	39
2.2 Etude de la poutre de chaînage .....	39
❖ Dimensionnement.....	39

3	Etude de l'acrotère .....	41
	• Evaluation des charges et surcharges.....	41
	Ferraillage de l'acrotère .....	43
4	Etude des escaliers .....	45
4.1	Escalier E.S .....	45
	• Schéma de ferraillage .....	48
4.1.1	Etude de la poutre palière.....	48
	Schémas de ferraillage des escaliers : .....	51
	<b>Chapitre IV : Etude dynamique</b> .....	52
1	Introduction : .....	52
2	Modélisation : .....	52
3	Choix de la méthode de calcul .....	52
3.1	Méthode statique équivalente : .....	52
3.2	Méthode dynamique qui regroupe : .....	52
3.2.1	Présentation de la méthode modale spectrale : .....	52
	• Spectre de réponse de calcul .....	55
4	Résultats obtenus .....	55
4.1	Période de vibration et participation massique : .....	57
4.2	Interprétation des résultats obtenus.....	57
4.3	Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 .....	58
4.3.1	Justification de l'interaction voiles-portiques : .....	58
4.3.2	Vérification de la résultante des forces sismique à la base .....	59
4.3.3	Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux .....	60
4.3.4	Justification vis-à-vis de l'effet (P- $\Delta$ ).....	61
4.3.5	Vérification de l'effort normal réduit.....	62
5	Conclusion.....	62
	<b>Chapitre V : étude des éléments structuraux</b> .....	63
1	Introduction : .....	63
2	Etude des poteaux : .....	63
2.1	Recommandations.....	63
	➤ Sollicitation de calcul .....	65
2.2	Calcul du ferraillage .....	65
2.3	Vérifications nécessaires.....	67
3	Etude des poutres .....	70
3.1	Recommandations.....	70
3.2	Sollicitation et ferraillage des poutres.....	71

4	Étude des voiles .....	79
4.1	Introduction .....	79
4.2	Recommandation du RPA99 version 2003 .....	79
4.3	Exemple de calcul .....	80
4.4	Ferraillages.....	80
	<b>Chapitre VI : l'infrastructure</b> .....	<b>85</b>
1	Introduction .....	85
2	Combinaisons de calcul.....	85
3	Reconnaissance du sol.....	85
	➤ Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,6 bar pour une profondeur d'ancrage de 1.5 .....	85
4	Choix du type de fondation.....	85
4.1	Vérification de la semelle isolée.....	85
4.2	Vérification de la semelle filante.....	86
4.3	Radier général .....	86
4.3.1	Caractéristiques géométriques du radier.....	87
4.3.2	Dimensions du radier .....	87
4.3.3	Vérifications nécessaires.....	88
4.3.4	Ferraillage du radier général .....	89
5	Etude des nervures .....	91
5.1	Définition des charges qui reviennent sur les nervures .....	91
5.2	Calcul des sollicitations .....	92
5.3	Ferraillage des nervures.....	93
5.3.1	Détermination de la largeur b .....	93
5.3.2	Armatures transversales .....	94
5.3.3	Vérifications nécessaires.....	94
6	Etude de 2 <sup>ème</sup> radier : .....	95
7	Etudedes nervures 2: .....	99
8	Etude du voile Périphérique.....	101
8.1	Dimensionnement des voiles .....	101
8.2	Ferraillage du voile .....	102

## Symboles et Notations

Symboles	Notations
$A', A_{ser}$	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
$A_t$	Section d'un cours d'armature transversale.
$A$	Coefficient d'accélération de zone.
$\alpha$	Coefficient de la fibre neutre.
$B$	Aire d'une section de béton.
$B_r$	Section réduite.
$B$	La largeur en générale.
$C$	Cohésion du sol.
$D$	Facteur d'amplification dynamique.
$E$	Module d'élasticité longitudinale.
$E_i$	Module de Yong instantané.
$E_v$	Module de Yong différé.
$E_s$	Module d'élasticité de l'acier.
$ELU$	Etat limite ultime.
$ELS$	Etat limite de service.
$f_{bu}$	Contrainte de compression du béton.
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier.
$f_{c28}$	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
$f_{t28}$	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
$f_{ij}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
$f_{gi}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
$f_{qi}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
$f_{gv}$	Flèche différée due aux charges permanentes.
$\Delta_f$	Fleche totale.
$\Delta_{f adm}$	Fleche admissible.
$G$	Charges permanentes.
$H$	Hauteur.
$h_t$	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
$h_{cc}$	Hauteur du corps creux.
$h_{dc}$	Hauteur de la dalle de compression.
$h_e$	Hauteur libre d'étage.
$h_r$	Hauteur de la dalle du radier.
$I$	Moment d'inertie.
$I_f$	Moment d'inertie fissuré.
$Q$	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
$L$	Portée d'un élément.
$L_{max}$	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
$L_x$	Distance entre de deux poutrelles.
$L_y$	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
$M$	Moment en générale.
$M_a$	Moment en appui.
$M_t$	Moment en travée.
$M_0$	Moment isostatique.
$N$	Effort normal
$n$	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-

	Béton.
$R$	Coefficient de comportement global.
$S$	Section d'un élément.
$S_{rad}$	Surface du radier.
$S_t$	Espacement des armatures.
$T1, T2$	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
$V$	Effort tranchant.
$W$	Poids de la structure.
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression du béton.
$\sigma_{st}$	Contrainte de traction dans l'acier.
$\gamma_w$	Pois volumique de l'eau.
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité concernant le béton.
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
$\sigma_{adm}$	Contrainte admissible.
$\tau$	Contrainte de cisaillement.
$\xi$	Pourcentage d'amortissement critique.
$C_T$	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
$\beta$	Coefficient de pondération.
$\lambda_i$	Coefficient instantané.
$\lambda_v$	Coefficient différé.

# **INTRODUCTION**

# Introduction générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense

En Algérie, les expériences vécues durant les derniers séismes, ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérienne publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

Notre projet consiste à effectuer une étude complète d'un bâtiment composé d'un vide sanitaire entouré de voiles périphérique, d'un rez-de-chaussée, d'un entresol et de dix étages conformément aux règlements de construction algériens.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail sur six chapitres :

- Le premier consiste à donner une présentation du projet en fixant les hypothèses de calcul.
- Le deuxième chapitre est réservé pour le pré dimensionnement des éléments structuraux soient-ils ou non.
- Dans le troisième chapitre, nous présenterons un détail sur le calcul des éléments non structuraux.
- Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisé par le logiciel ETABS 2016.
- Dans le chapitre cinq, nous allons étudier les éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par le logiciel ETABS 2016.
- Et enfin, le dernier chapitre est consacré pour l'étude de l'infrastructure qui se base sur une étude géotechnique approprié, suivi d'une conclusion générale

# Chapitre I : Généralités

## 1 Introduction :

Le développement démographique a poussé l'homme de réfléchir à réaliser des bâtiments qui prennent le maximum des habitats mais dans une surface plus minimisée, cette idée a été cristalliser sous forme d'un bâtiment a plusieurs étages sous condition de sécurité et la stabilisation.

Cette stabilité est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles,) aux différents sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues ' BAEL91, RPA99/03) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

## 2 Présentation de l'ouvrage :

Dans le cadre de notre formation de master en génie civil, nous sommes amenés à l'issue de notre cursus à réaliser un projet de fin d'études.

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à étudier un bâtiment de 37 logements promotionnels, il se compose de sous-sol stock + rez de chaussé de 3 locaux commerciaux + les deux premiers étages se sont occupés pour deux logements d'habitation type F3 et une salle de sport pour chaque étage, et les 8 derniers étages sont pour usage d'habitation.

- **Implantation de l'ouvrage :**

Ce projet se situe à Mliha village Sidi Ali commune Akbou, au sud-ouest de Bejaia, qui est classée d'apes la classification sismique RPA99/version2003 « **article3.2** » en zone 2A.

- **Description architecturale de l'ouvrage :**

### Dimension en plan :

La structure présente une forme rectangulaire dont les dimensions maximales sont :

$$L_x = 22,1 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 24.10 \text{ m}$$

### Dimensions en élévation

L'ouvrage projeté, présente les caractéristiques suivantes :

Hauteur totale .....35,78 m

Hauteur du sous sol.....2,21 m

Hauteur du rez de chaussée .....4,08 m

Hauteur des étages courants .....2,9 m

Hauteur de la cage d'escalier.....2,7 m

- **Données géotechniques du site**

D'après les résultats obtenus par le bureau technique chargé de l'étude on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- une contrainte de sol de **1,6 bar** qu'il y a lieu d'ancrer **1,5 m** de profondeur après terrassement.
- le site est situé sur un terrain de pente, d'où la nécessité d'assurer un drainage d'eaux pluviales.

- le sol est classé en catégorie **S3** selon sa nature géotechnique.
- le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondation.

### Hypothèses de calcul aux états limites

- **Etat Limite Ultime « ELU », CBA93 (ArtA.4.3.2).**

- les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 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 ( $\sigma; \varepsilon$ ) 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 « ELS », CBA93 (Art A.4.5).**

- Les trois premières hypothèses citées en (2.1).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )
- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  avec  $E_s$  : module de Young de l'acier ;  
n : coefficient d'équivalence acier-béton.

### 3 Caractéristiques des matériaux utilisés

- **Béton**

Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$  MPa

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$\begin{cases} E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{pour un béton soumis à des contraintes normales d'une} \\ E_{vj} = 1/3 \times E_{ij} & \text{durée d'application inférieure à 24 heures} \end{cases}$$

Donc,

- ✓ Résistance à la compression à l'âge de 28 jours :  $f_{c28} = 25$  MPa.
- ✓  $f_{t28} = 2,1$  MPa.
- ✓  $E_{vj} = 10721,40$  MPa.
- ✓  $E_{ij} = 32164,20$  MPa.
- ✓  $\gamma_b = 1,50$  coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.

✓  $\gamma_b = 1.15$  coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentel.

- **Acier**

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en aciers de haute adhérence sont les suivantes :

✓ Fe E40 = 400 MPa.

✓  $\gamma_s = 1.15$  (situations courantes).

✓  $\gamma_s = 1.00$  (situations accidentel).

#### **4 Règlements et normes utilisés**

Les règlements et normes utilisés sont :

✓ DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003 ;

✓ DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93 ;

✓ DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation ;

✓ DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles ;

✓ Béton aux états limites BAEL 91/Version99.

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

### 1 Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément qui sépare deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharge qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour notre bâtiment, on utilise deux types de planchers :

- Plancher à corps creux en partie courante ;
- Plancher à dalle pleine.

#### 1.1 Plancher à corps creux

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur ( $h=h_{cc} + h_{dc}$ ).

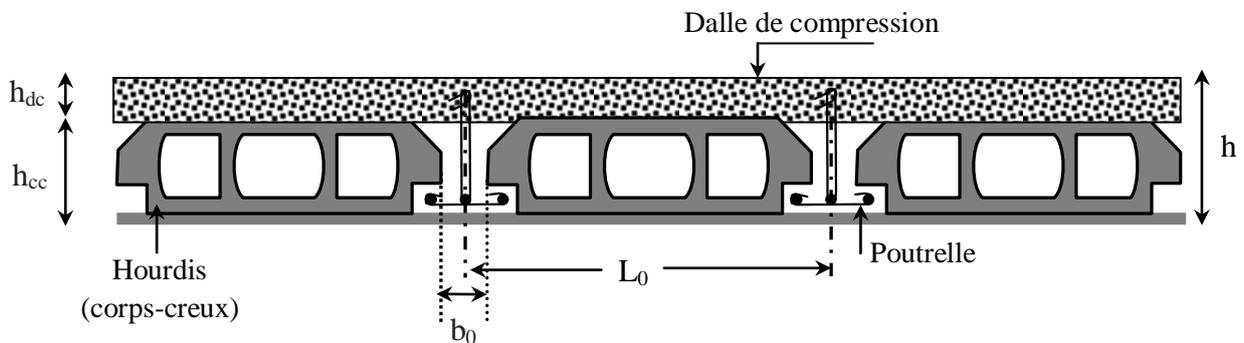


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec

- $h_{cc}$  : hauteur du corps creux.
- $h_{dc}$  : hauteur de la dalle de compression.
- $b_0$  : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.
- $L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

D'après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4) :

$$h \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

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

$$L_{max} = 4,5 - 0,3 = 4,2 \text{ m}$$

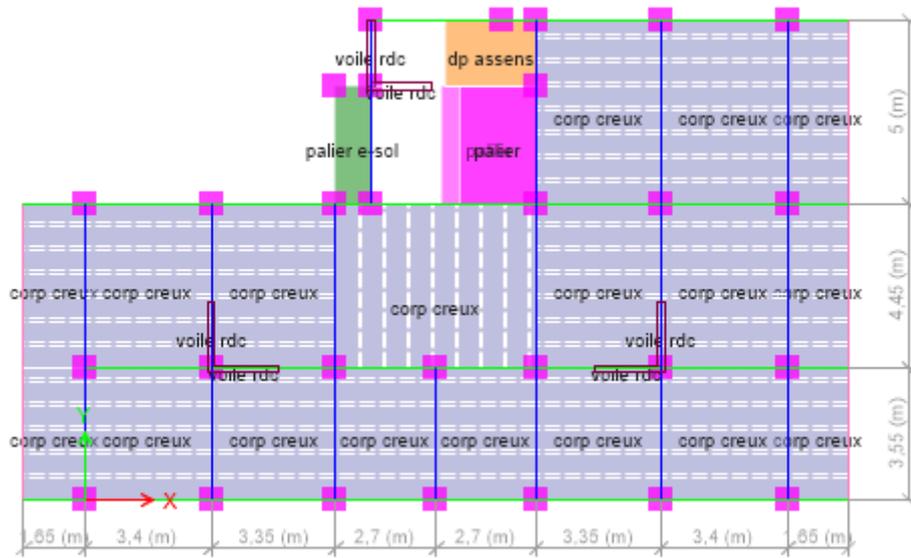
$$\Rightarrow h \geq \frac{420}{22,5} \Rightarrow h \geq 18,66 \text{ cm}$$

On prend  $h = 20 \text{ cm}$  soit un plancher (16+4) cm

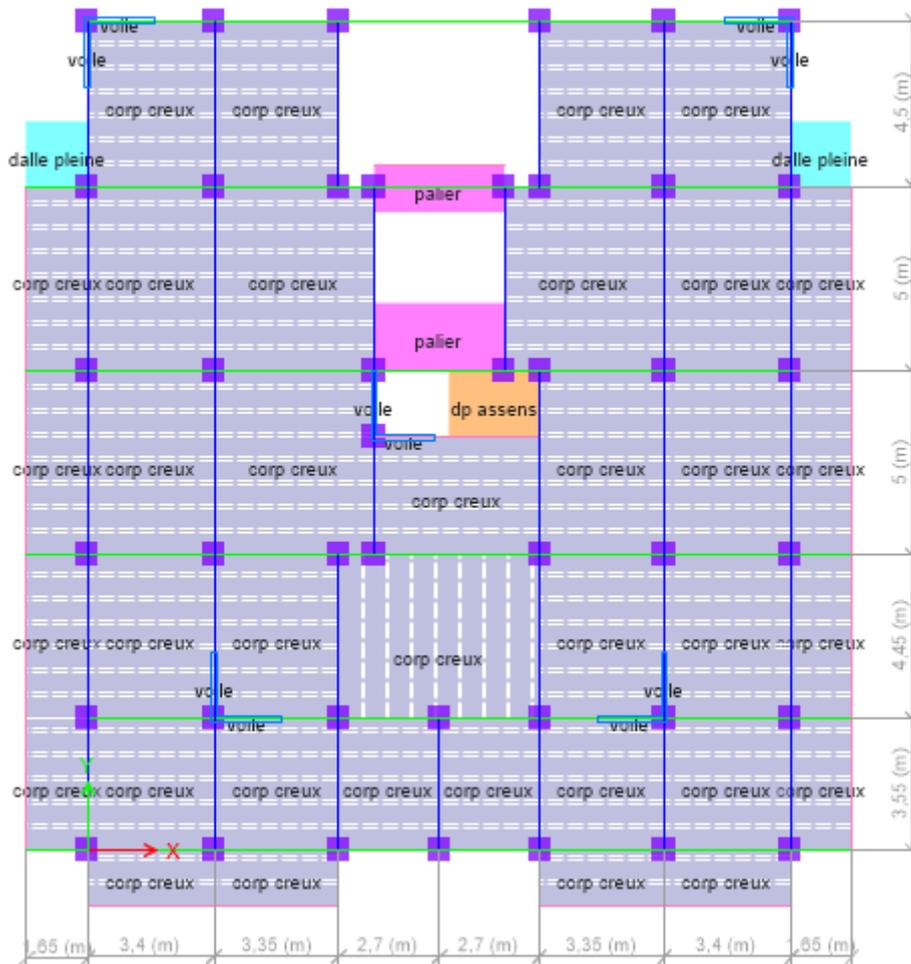
#### • Déposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères suivants :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité.



**Figure II.2.** disposition des poutrelles (RDC et 1<sup>er</sup> étage)



**Figure II.3.** disposition des poutrelles (2<sup>eme</sup> étage)

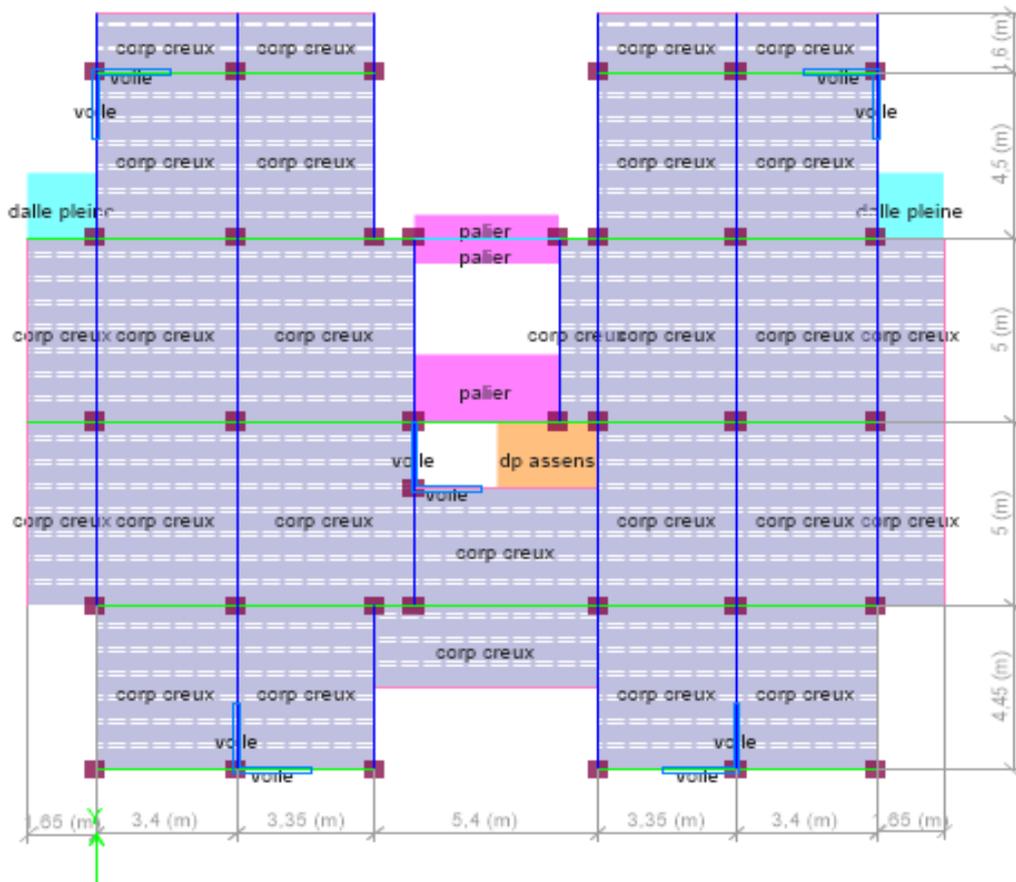


Figure II.4. disposition des poutrelles (3<sup>ème</sup> a 8<sup>ème</sup> étage )

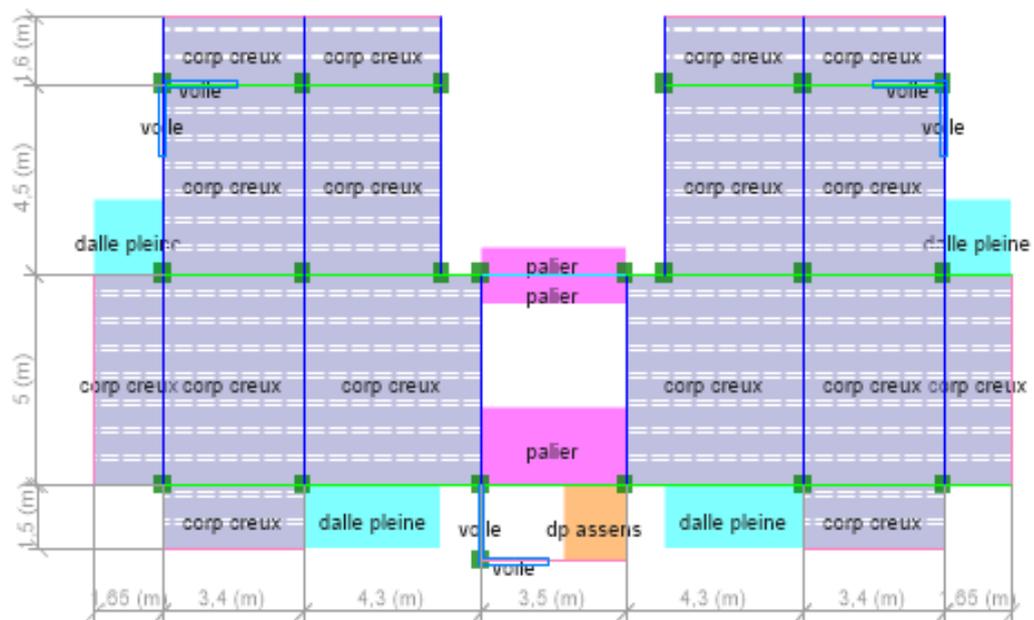


Figure II.5. disposition des poutrelles (9<sup>ème</sup> et 10<sup>ème</sup> étage )

- **Pré dimensionnement des poutrelles**

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression)

$h$  : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression

$b_0$  : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

$b$  : Largeur efficace

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \text{(CBA93. Art 4. 1. 3)}$$

Avec

$L_x$  : Distance entre nus de deux poutrelles.

$L_y^{min}$  : Longueur minimale entre nus d'appuis

Dans le sens de la disposition des poutrelles.

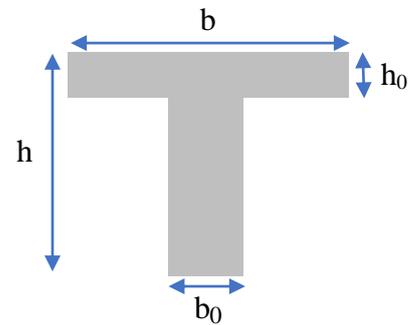
Dans notre cas, on a ce qui suit :

$$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} ; L_y^{min} = 270 - 30 = 240 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 24 \text{ cm})$$

Ce qui donne  $b = 58 \text{ cm}$  on prend  $b = 55 \text{ cm}$



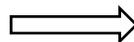
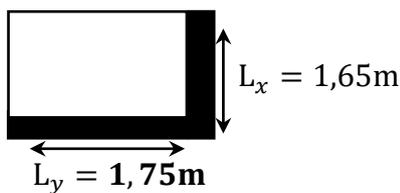
**Figure II.6.** Coupe transversale des poutrelles

## 1.2 Plancher à dalle pleine

Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur qui dépende du nombre d'appuis sur lesquelles repose cette dernière.

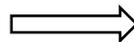
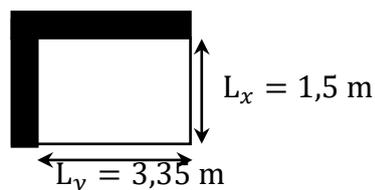
- **Types de dalles pleines**

➤ **Dalle (D1) sur deux appuis**



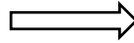
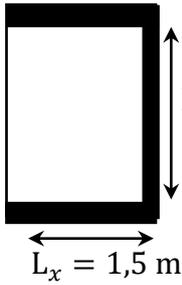
$$\begin{cases} \rho = L_x/L_y = 0,94 > 0,4 \\ L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \\ e = 3 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Dalle (D2) sur deux appuis**



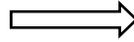
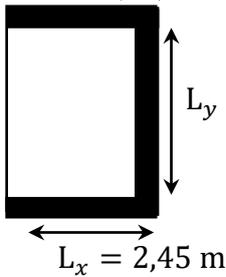
$$\begin{cases} \rho = L_x/L_y = 0,45 > 0,4 \\ L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \\ e = 3 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Dalle (D3) sur trois appuis**



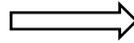
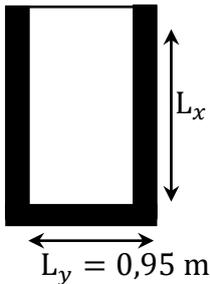
$$\begin{cases} \rho = L_x/L_y = 0,83 > 0,4 \\ L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \\ e = 3 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Dalle (D4) sur trois appuis**



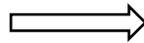
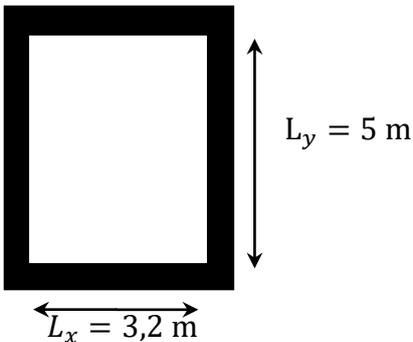
$$\begin{cases} \rho = L_x/L_y = 1,36 > 0,4 \\ L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \\ e = 6 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Dalle (D5) sur trois appuis**



$$\begin{cases} \rho = L_x/L_y = 3 > 0,4 \\ L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \\ e = 7 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Dalle (D6) sur quatre appuis**



$$\begin{cases} \rho = L_x/L_y = 0,64 > 0,4 \\ L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \\ e = 8 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Critère de résistance au feu**

$$\begin{cases} e \geq 07 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{pour une heure de coupe feu} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe feu} \\ e \geq 14 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{pour trois heures de coupe feu} \end{cases}$$

On opte pour l'ensemble des dalles pleines une épaisseur de **15 cm**.

**1.3 Pré dimensionnement des poutres**

La hauteur des poutres est déterminée par l'expression suivante :

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

L : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis.

• **Poutres Principales (PP)**

$$L_{max} = 6,1 - 0,3 = 5,80 \text{ m} \quad (\text{Pour des poteaux de } (30 \times 30) \text{ cm}^2)$$

Donc  $38,66 \text{ cm} \leq h \leq 58 \text{ cm}$

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

➤ **Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)**

$$\begin{cases} h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

• **Poutres Secondaires (PS)**

$$L_{max} = 2,7 - 0,3 = 2,3 \text{ m}$$

$$16 \text{ cm} \leq h \leq 24,00 \text{ cm}$$

Soit :  $h = 30 \text{ cm}$  et  $b = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification des exigences du RPA 99/2003 (Art 7.5.1)**

$$\begin{cases} h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

**1.4 Pré dimensionnement des voiles**

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003 :

$$e = \max \left( \frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right)$$

Avec :

- $h_e$  : hauteur libre du voile (hauteur d'étage - épaisseur de la dalle)
- $e$  : épaisseur du voile.

Dans notre cas, nous avons :

➤ **Entresol et autres niveaux**

$$h_e = 221 - 20 = 201 \text{ cm}$$

Ce qui donne  $e = 15 \text{ cm}$

➤ **RDC**

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

Ce qui donne  $e = 20,00 \text{ cm}$

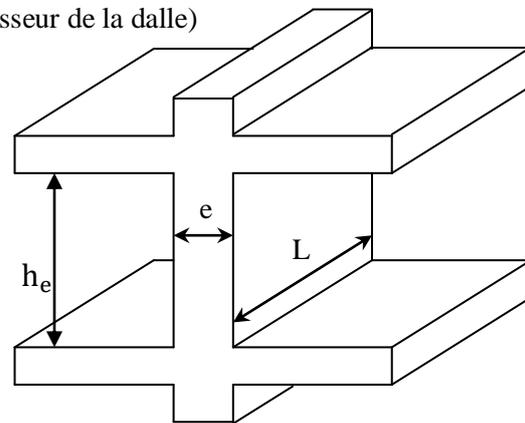
➤ **Étages courants**

$$h_e = 290 - 20 = 270 \text{ cm}$$

Ce qui donne  $e = 13,50 \text{ cm}$

Au final on prend

$$e = \begin{cases} 20 \text{ cm} & \text{pour RDC et entre sol} \\ 15 \text{ cm} & \text{pour le reste des étages} \end{cases}$$



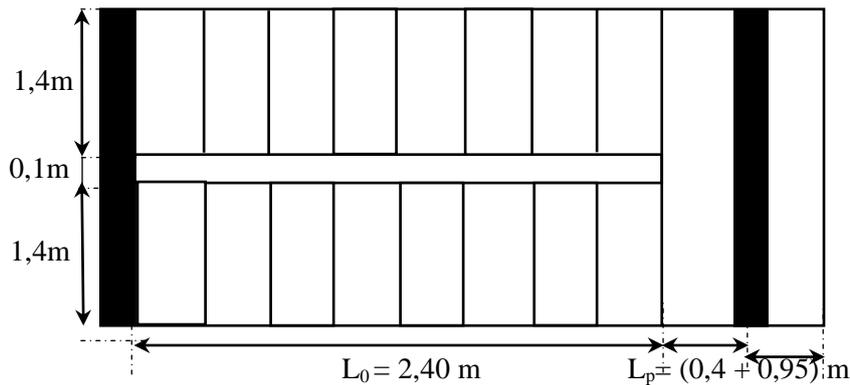
**Figure II.7.** Coupe transversale d'un voile

**1.5 Pré dimensionnement des escaliers**

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on site ceux qui coïncide avec notre projet :

**Type 1 : Escalier a deux volées**



**Figure II.8.** Vue en plan d'un escalier droit à deux volées  
(2<sup>ème</sup> étage)

H : la hauteur du palier ;

$L_0$  : longueur projetée de la volée ;

$L_v$  : longueur de la volée ;

$L_p$  : longueur du palier de repos ;

Le dimensionnement d'un escalier revient à déterminer ce qui suit :

- **La hauteur (h) et la largeur (g) des marches :**

- la hauteur des contre marches (h) se situe entre 14 et 18 cm.
- le giron (g), se situe entre 25 et 32 cm.

Pour avoir un escalier confortable, nous allons utiliser la formule de BLONDEL vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}(1)$$

Le nombre de contre marches (n) est donner par  $n = H/h$

En fixant la hauteur des contres marches h à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant :

**\*volée1 :**

$$n = 136/17 = 8 \text{ contres marches} \Rightarrow \text{le nombre de marche est } (n - 1) = 7 \text{ marches}$$

$$g = \frac{L_0}{n - 1} = \frac{210}{7} = 30 \text{ cm}$$

Ce qui donne d'après la formule (1) un giron  $g = 30 \text{ cm}$ , donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

- **Angle de raccordement  $\alpha$**

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{H}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{1,36}{2,10} \right) = 32,93^\circ$$

- **Epaisseur de la paillasse (e)**

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{array} \right. \Leftrightarrow 9.67 \text{ cm} \leq e \leq 14.5 \text{ cm}$$

..... pour 2 heures de coupe feu

Avec  $L = L_v + L_{p1}$  : la longueur développée

Soit  $e = 15 \text{ cm}$

**Tableau II.1.** Dimensionnement d'escalier

	H (m)	h (cm)	n	g (cm)	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>p</sub> (m)	L <sub>v</sub> (m)	L (m)	α	e (cm)
<b>S- SOL</b>	<b>1,36</b>	17	8	30	2,10	1,35	2,5	4,45	32,93°	15
<b>RDC</b>	<b>1,35</b>	17	8	30	2,4	1,35	2,75	4,1	32,52°	15
<b>Etage courant</b>	<b>1,45</b>	17	9	30	2,4	3,25	2,8	6,05	31,14°	15

## 1.6 Evaluation des charges et des surcharges

**Tableau II.2.** Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

N°	Couches	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	0,16+0,04	2,85
5	Cloisons	/	/	1
6	Enduit platre	10	0,02	0,2
Charge permanent G				<b>5,21</b>
Q étages courant				<b>1,5</b>
Q étage sport				<b>5</b>
Q étage stock				<b>3,5</b>
Q étage commercial				<b>5</b>

**Tableau II.3.** Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	dalle pleine	25	0,15	3,75
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4

4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit platre	10	0,02	0,2
6	Cloison	/	/	1
Charge permanent G				<b>6,11</b>
charge d'exploitation Q				<b>2,5</b>

**Tableau II.4.** Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	0,16+0,04	2,85
6	Enduit plâtre	10	0,02	0,2
7	Forme de pente	22	0,1	2,2
8	Etanchéité multiple	6	0,02	0,12
9	Isolation thermique	4	0,04	0,16
Charge permanent G				<b>6,69</b>
charge d'exploitation Q				<b>1,5</b>

**Tableau II.5.** Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	pois (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Etanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	dalle pleine	25	0,15	3,75
5	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
6	Enduit platre	10	0,02	0,2
Charge permanent G				<b>7,08</b>
charge d'exploitation Q				<b>1</b>

**Tableau II.6.** Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs

N°	Couches	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
2	Brique creuses	/	0,15	1,3
3	Brique creuses	/	0,10	0,9
4	Enduit platre	10	0,015	0,15
Charge permanent G				<b>2,62</b>

**Tableau II.7.** Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine

N°	Couche		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	E.S	RDC	Etage courant
1	dalle pleine		25	0,15/cos( $\alpha$ )	4.59	4.45	4,28
2	Carrelage	Horizontal	20	0,02	0,4	0.4	0.4
		Vertical	20	0,02h/g	0,23	0.23	0.23
3	Mortier de pose	Horizontal	20	0,02	0,4	0.4	0.4
		vertical	20	0,02h/g	0,23	0.23	0.23
4	Enduit de ciment		18	0,02/cos( $\alpha$ )	0,43	0.426	0.42
5	poids des marches		22	h/2	1,87	1.87	1.87
6	Garde de corps		/	/	0,6	0.6	0.6
Charge permanent G <sub>vi</sub> (KN/m <sup>2</sup> )					<b>8,75</b>	<b>8.61</b>	<b>8.43</b>

**Tableau II.8.** Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	dalle pleine	25	0,15	3,75
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Charge permanent G				<b>5,27</b>
Charge d'exploitation Q				<b>2,5</b>

### 1.7 Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- 1- Critère de résistance ;
- 2- Critère de stabilité de forme (flambement);
- 3- Conditions de RPA ;

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Pour ce faire, on a sélectionné 3 poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités .

Pour avoir le cas le plus défavorable, on va considérer des poteaux (30×35) cm<sup>2</sup> pour le calcul des surfaces afférentes.

**Avec :**

$\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$  : poids volumique du béton.

$H_e$  : hauteur du poteau  $\begin{cases} H_e = 2.21 \text{ m} & \text{pour le sous sol.} \\ H_e = 4.08 \text{ m} & \text{pour le RDC.} \\ H_e = 2.90 \text{ m} & \text{pour le reste des étages} \end{cases}$

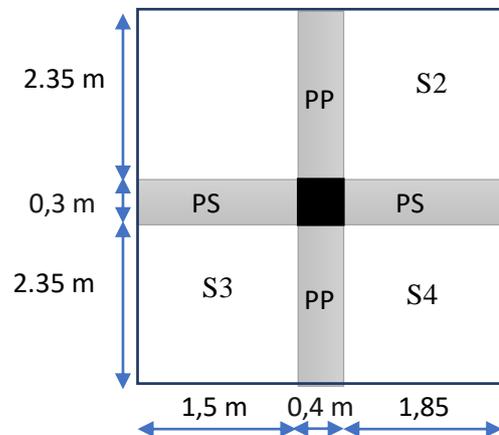
• **Pré dimensionnement du Poteau (D2)**

**Les surfaces afférentes**

$$\begin{cases} S1 = 3,525\text{m}^2 \\ S2 = 4.347\text{m}^2 \\ S3 = 3,525 \text{m}^2 \\ S4 = 4.347 \text{m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 4.7 \text{ m} \\ L_{ps} = 3,35 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 16.45 \text{ KN} \\ g_{ps} = 7.5375 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 23.9875 \text{ KN}$$



Les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le DTR comme suit :

Sous la terrasse :  $Q_0$

Sous le 8<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + Q_1$

Sous le 7<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 6<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 5<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 4<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs (pour  $n \geq 5$ ) :  $Q_0 + (3 + n)/(2 * n) \sum_1^n Q_i$

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

\*Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (D2) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

**Tableau II.9.** Résultats de la descente de charge du poteau (D2)

Étages	Niveau	Élément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
étage 10	0	Plancher	52,66	14,7255
		Poutres	15,76	
		Poteau	7.6125	
	<b>SOMME</b>			76,0325
étage 9	1	venant de 10	76,0325	29,451
		Plancher	41,01	
		Poutres	15.76	
		Poteaux	7.6125	
<b>SOMME</b>			140,415	29,451
étage 8	2	venant de 9	140.415	55,26105
		Plancher	82,02624	
		Poutres	23.9875	
		Poteaux	7.6125	
<b>SOMME</b>			254,04124	55,26105
étage 7	3	venant de 8	254,04124	78,27675
		Plancher	82,02624	
		Poutres	23.9875	
		Poteaux	7.6125	
<b>SOMME</b>			367,66748	78,27675
étage 6	4	venant de 7	367,66748	98,4981
		Plancher	82,02624	
		Poutres	23.9875	
		Poteaux	7.6125	
<b>SOMME</b>			481,29372	98,7981
étage 5	5	venant de 6	481,29372	115,9251
		Plancher	82,02624	
		Poutres	23.9875	
		Poteaux	7.6125	
<b>SOMME</b>			594,92	115,9251
étage 4	6	venant de 5	594,92	130,204875

		Plancher	82,02624	130,204875
		Poutres	23.9875	
		Poteaux	7.6125	
		<b>SOMME</b>	708,54624	
étage 3	7	venant de 4	708,54624	197,8262857
		Plancher	82,02624	
		Poutres	23.9875	
		Poteaux	7.6125	
		<b>SOMME</b>	822,17248	
Etage 2	8	venant de 3	822,17248	204,1534063
		Plancher	82,02624	
		Poutres	23.9875	
		Poteaux	7.6125	
		<b>SOMME</b>	G = 935,79872	
<b>ELU</b>		1,35G = 1263,328272 KN	1,5Q = 306,2301 KN	
<b>Effort normal à la base du poteau</b>		<b>N<sub>u</sub>' = 1569,558 KN</b>		

• **Pré dimensionnement du Poteau (E2)**

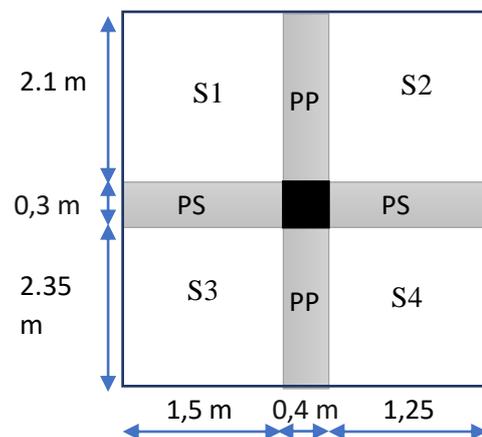
➤ **Les surfaces afférentes**

$$\begin{cases} S1 = 3,15\text{m}^2 \\ S2 = 2.625\text{m}^2 \\ S3 = 3.525\text{m}^2 \\ S4 = 2.9375\text{m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 4.45\text{ m} \\ L_{ps} = 2.75\text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 15.575\text{ KN} \\ g_{ps} = 6.1875\text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 21,9375\text{ KN}$$



**Figure II.10.** Surface afférente du poteau

Les résultats de la descente de charge concernant le poteau (E2.) sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau II.10.** Résultats de la descente de charge du poteau (E2.)

Étages	Niveau	Élément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
étage 10	0	plancher	81,868875	22,26375
		poutres	21,9375	
		poteau	7,6125	
	<b>SOMME</b>			111,418875
étage 9	1	venant de 10	111,418875	44,5275
		plancher	63,757375	
		poutres	21,9375	
		poteaux	7.6125	
<b>SOMME</b>			204,722375	44,5275
étage 8	2	venant de 9	204,722375	64,564875
		plancher	63,757375	
		poutres	21,9375	
		poteaux	7.6125	
<b>SOMME</b>			298,02975	64,564875
étage 7	3	venant de 8	298,02975	82,375875
		plancher	63,757375	
		poutres	21,9375	
		poteaux	7.6125	
<b>SOMME</b>			391,337125	82,375875
étage 6	4	venant de 7	391,337125	97,9605
		plancher	63,757375	
		poutres	21,9375	
		poteaux	7.6125	
<b>SOMME</b>			484,6445	97,9605
étage 5	5	venant de 6	484,6445	111,31875
		plancher	63,757375	
		poutres	21,9375	
		poteaux	7.6125	

	<b>SOMME</b>		577,951875	111,31875
étage 4	6	venant de 5	577,951875	122,450625
		plancher	63,757375	
		poutres	21,9375	
		poteaux	7.6125	
	<b>SOMME</b>		671,25925	122,450625
étage 3	7	venant de 4	671,25925	133,5825
		plancher	63,757375	
		poutres	21,9375	
		poteaux	7.6125	
	<b>SOMME</b>		764,566625	133,5825
Etage 2	8	venant de 3	848.696	180,4291406
		plancher	68.46	
		poutres	22.075	
		poteaux	7.6125	
	<b>SOMME</b>		G = 946.8435	Q = 180,4291406
<b>ELU</b>		1,35G = 1278.239 KN	1,5Q = 270,644KN	
<b>Effort normal à la base du poteau</b>		<b>N<sub>u</sub>' = 1548,883KN</b>		

➤ **En résumé :**

$$N'_u(D2) = 1569,558 \text{ KN}$$

$$N'_u(E2) = 1548,883 \text{ KN}$$

Donc, il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau (D2.).

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (**Art B.8.1.1**) nous exige de majorer l'effort  $N_u$  comme suit :

{ 10 % ... poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.  
 { 15 % ... poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort  $N_u$  sera majoré de 10%.

$$N_u = 1,1 N'_u = 1,1 \times 1569,558$$

$$N_u = 1726,5138 \text{ KN.}$$

• **Vérifications à faire**

➤ **Vérification à la compression simple**

**Exemple de calcul**

❖ **Vérification du poteau à la base « poteau du sous-sol (30\*35 ) cm<sup>2</sup> »**

Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{avec,} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{1726,5138 \times 10^{-3}}{14,2}$$

$$\Rightarrow B \geq 0,1216 \text{ m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

$\gamma_b = 1,5$  : coefficient de sécurité du béton.

Or, pour le poteau à la base  $B = 0,3 \times 0,35 = 0,105 \text{ m}^2$

Donc  $B = 0,105 \text{ m}^2 \leq 0,121 \text{ m}^2 \dots\dots\dots$  Condition non vérifiée

Alors on prend des poteaux de  $(40 \times 40) = 0,16 \geq 0,1216 \dots\dots\dots$  condition vérifiée

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après.

**Tableau II.11.** Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Etages	Nu (KN)	Comparaison ( $B \geq B^{calc}$ )		Observation
		B (m <sup>2</sup> )	B <sup>calc</sup> (m <sup>2</sup> )	
10	137,205	0.09	0.0097	Vérifiée
9	257,11	0.09	0.018	Vérifiée
8	425,847	0,105	0.03	Vérifiée
7	675,143	0,105	0.0475	Vérifiée
6	877,738	0,1225	0.062	Vérifiée
5	1074,733	0,1225	0.0757	Vérifiée
4	1267,029	0,14	0.0892	Vérifiée
3	1547,34	0,14	0.109	Vérifiée
2	1726,514	0,16	0.1216	Vérifiée
1	1864,17	0,16	0.131	Vérifiée
RDC	2095,763	0,18	0.1476	Vérifiée
S.S	2260,001	0.18	0.16	Vérifiée

➤ **Vérification au flambement**

D'après le CBA93 (Art B.8.8.1), la vérification suivante est indispensable :

$$N_u \leq \alpha \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2) \text{ cm}^2$  : section réduite du poteau.
- $\alpha$  : coefficient réducteur qui en fonction de l'élançement ( $\lambda$ )

- $A_s$ : section d'armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$  : coefficient de sécurité de l'acier.
- $f_e = 400$  MPa

On a

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 7 \end{cases}$$

$$\lambda = l_f / i$$

Tel que :

$l_f = 0,7 \times L_0$ : Longueur de flambement.

$L_0$ : Hauteur libre du poteau = (hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale)

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

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} : \text{rayon de giration}$$

### Exemple de calcul

#### ❖ Vérification du poteau à la base (poteau de l'entresol)

$$\text{On a : } L_0 = 2,21 - 0,4 = 1,81 \text{ m} \Rightarrow l_f = 1,267 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{0,45^2}{12}} = 0,1299 \text{ m}$$

$$\text{Ce qui donne : } \lambda = 1,267 / 0,1299 = 9,7536 < 50$$

$$\text{donc } \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} = 0,837$$

Selon le BAEL :

$$A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$$

$$\text{On prend } A_s = 1\% B_r$$

D'après la formule (1) :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

$$\text{Or dans notre cas, } B_r = (45 - 2) \times (40 - 2) \times 10^{-4}$$

$$B_r = 0,18 \text{ m}^2 > 0,0671 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Puisque la condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau II.12.** Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Niveau	Nu (KN)	i (m)	$\lambda$	$\alpha$	$(Br \geq Br^{calc})$		Observation
					Br	$Br^{calc}$	
10	137,205	0.0866	20,21	0.797	0.0784	0,0078	Vérifiée
9	257,11					0.0147	Vérifiée
8	425,847	0.1010	17.3267	0.8103	0.0924	0.0239	Vérifiée
7	675,143					0.0379	Vérifiée
6	877,738	0.1010	17.3267	0.8103	0.1089	0.0492	Vérifiée
5	1074,733					0.0603	Vérifiée
4	1267,029	0.1155	15.1515	0.8193	0.1254	0.0703	Vérifiée
3	1547,34					0.0859	Vérifiée
2	1726,514	0.1155	15.1515	0.8193	0.1444	0.0958	Vérifiée
1	1864,017					0.103	Vérifiée
RDC	2095,763	0.1299	23,71	0.7785	0.1634	0.122	Vérifiée
S.S	2260,001		13,93	0.8239		0.125	Vérifiée

➤ **Vérification des conditions du RPA 99 / 2003**

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes

$$\begin{cases} \min(b, h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \min(b, h) = 30 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 10,05 \text{ cm} \dots \dots \text{vérifiée} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

• **Conclusion**

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter les dimensions qu'on a proposées dans le tableau suivant :

**Tableau II.13.** Dimensions des poteaux

Niveaux	RDC et S.S	Étages 1 et 2	Étages 3 et 4	Étages 5 et 6	Étages 7.8.9 et 10
Dimensions	40 *45	40*40	35*40	35 × 35	30 × 35

à savoir :

- Plancher à corps creux (16 + 4) cm
- Dalle pleine :  $e = 15 \text{ cm}$  pour la dalle d'ascenseur .
- Epaisseur des paillasse  $e = 15 \text{ cm}$
- Epaisseur des Voiles  $\begin{cases} e = 20 \text{ cm} \text{ pour l'entresol et le R. D. C} \\ e = 15 \text{ cm} \text{ pour le reste des étages.} \end{cases}$
- Poutres Principales (35×40)  $\text{cm}^2$
- Poutres Secondaires (30×30)  $\text{cm}^2$

## Chapitre III : Etude des éléments secondaires

### 1 Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

Dans ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- Les planchers (plancher à corps creux et dalle pleine)
- La dalle d'ascenseur
- L'acrotère
- Les escaliers

### 2 Etude du plancher

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportent le revêtement de sol ; ils assurent deux fonctions principales :

\*fonction de résistance : les planchers supportant leur poids propre et surcharge.

\*fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

#### 2.1 Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué de corps creux (hourdi) qui est un élément de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistances, et d'une dalle de compression.

##### ❖ Méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles :

D'après le B.A.E.L.91 pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissants dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot
- Méthode des trois moments

##### ✓ Méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL 91/99) :

##### - Conditions d'applications (BAEL.Art.6.2.210) :

On sert dans le calcul des moments sur appuis et en travées d'une poutre continue la méthode forfaitaire à condition de vérifier les conditions suivantes :

1. Plancher à surcharge modérée  $Q \leq \min(5 \text{Kn/m}^2 ; 2G)$
2. Les portées successives doivent satisfaire la condition :  $0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25$
3. Fissuration peu nuisible
4. Les moments d'inertie de section transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ( $I = \text{constant}$ )

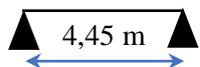
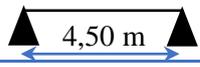
##### Remarque :

Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot minorée en remplaçant la charge permanente  $G$  du plancher par  $G' = \frac{2}{3} G$

##### • Types de poutrelles

On distingue six types de poutrelles :

**Tableau III.1.** Types de poutrelles.

Type	Schémas statiques des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	

- **Choix de la méthode de calcul des sollicitations :**

On distingue deux natures de poutrelles

\*Poutrelle isostatique : la détermination des sollicitations se fait par la méthode RDM.

\*poutrelle hyperstatique : les sollicitations se déterminent soit par la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour le différent type est défini dans le tableau suivant

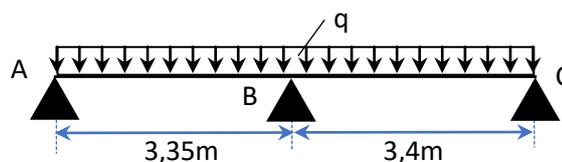
**Tableau III.2.** Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 1 et 2	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM
Autres types	Vérifiées	$\left\{ \begin{array}{l} Q^{max} = 5KN/\leq \min(5KN/m^2 ; 2G) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = constant \end{array} \right.$	Méthode forfaitaire

Pour l'étude des poutrelles ; on exposera 2 exemples de calcul, le premier sur la méthode forfaitaire, soit le type 3 du plancher étage 9 et le deuxième sera sur la méthode RDM (type 1 étage 2)

- **Calcul des sollicitations dans la poutrelle type 3 (plancher habitation) :**

➤ **Schéma statique**



**Figure III.1.** Schéma statique de la poutrelle

Les combinaisons d'actions et le calcul des charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle sont donnés dans le tableau qui suit :

**Tableau III.3:** charges qui reviennent sur le plancher, sur la poutrelle et les combinaisons :

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m <sup>2</sup> )		Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
Plancher commercial	05,21	1,5	0,65	ELU	$P_u = 1,35G + 1,5Q$ $P_u = 9,28$	$q_u = P_u \times l_0$ $q_u = 6,034$
				ELS	$P_s = G + Q$ $P_s = 6,71$	$q_s = P_s \times l_0$ $q_s = 4,362$

• **Calcul des sollicitations dans la poutrelle :**

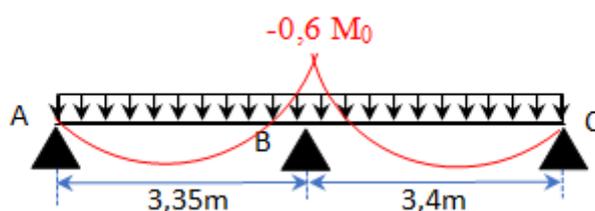
On va utiliser la méthode forfaitaire pour le calcul des sollicitations puisque ces conditions sont vérifiées :

➤ **Calcul des moments :**

**Tableau III.4.** calcul des moments isostatique et moment en travé :

	L(m)	M <sub>0u</sub> (KN/m)	M <sub>0s</sub> (KN/m)	M <sub>tu</sub> (KN/m)	M <sub>ts</sub> (KN/m)
Travée AB	3,35	8,465	6,119	6,418	4,639
Travée BC	3,4	8,719	6,303	6,689	4,836

➤ **Moment aux appuis :**



**Figure III.2.** diagramme des moments aux appuis d'une poutrelle à 2 travées

➤ **Appuis de rive :**

Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant le RPA99/2003 (Act 7.10/a) nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis .

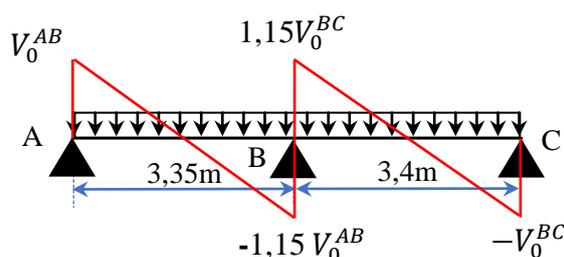
Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égal  $M_a^{max} = -0,15 M_0$

Avec :  $M_0 = \max(M_0^{AB}, M_0^{BC})$

➤ **Appuis intermédiaires :**

$$M_a^{int} = -0,6 M_0$$

➤ **Evaluation des efforts tranchants**



**Figure III.3.** Diagramme des efforts tranchants d'une poutrelle à 2 travées

**Tableau III.5.** Moment et effort tranchant au niveau des appuis :

	$M_{au}(\text{KN/m})$	$M_{as}(\text{KN/m})$	$V_u (\text{KN})$
<b>Appui A</b>	-1,308	-0,945	10,107
<b>Appui B</b>	-5,231	-3,782	11,796
<b>Appui C</b>	-1,308	-0,945	-10,258

**Tableau III.6.** Effort tranchant au niveau des travées :

	$V_{ui} (\text{KN})$	$V_{ui+1} (\text{KN})$
<b>Travée AB</b>	10,107	-11,623
<b>Travée BC</b>	11,796	-10,258

• **Calcul des sollicitations dans la poutrelle type 1 (deuxième étage)**

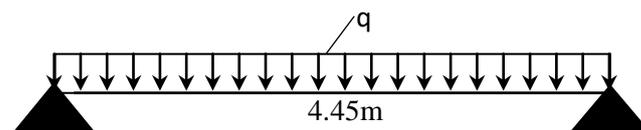
Combinaison d'actions et calcul des charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle

**Tableau III.7.** charge qui reviennent sur le plancher et combinaisons d'actions

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	$l_0(\text{m})$		Charge revenant sur le plancher (KN/m <sup>2</sup> )	Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
<b>Plancher Courant</b>	05,21	1,5	0,65	<b>ELU</b>	$P_u = 1,35G + 1,5Q$ $P_u = 9.28$	$q_u = P_u \times l_0$ $q_u = 6.032$
				<b>ELS</b>	$P_s = G + Q$ $P_s = 6.71$	$q_s = P_s \times l_0$ $q_s = 4.36$

Calcul des sollicitations dans la poutrelle :

Pour le moment en travées max sont déterminés à partir de la poutrelle isostatique :



**Figure III.4.** Schéma statique de la poutrelle type (1)

$$M_t = ql^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_t = 14.93 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t = 10.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Evaluation des efforts tranchant :

$$V_u^{max} = \frac{ql}{2} = 13.42 \text{ KN}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents niveaux sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau III.8.** Sollicitations maximales dans les différents niveaux.

Niveaux	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
E.S	-2.96	-6.922	19.76	17,76	-2.1	-4.91	14.01
RDC	-3.508	-8.191	23.384	21.019	-2.464	-5.754	16.429
1 <sup>er</sup> étage	-2,24	-8.191	15,273	18,469	-1.619	-5.754	10,797
Etage2	-3.587	-11.911	23.913	22,271	-2.52	-8.368	16.80
Etage 3 à 8	-2.24	-7.607	14.936	14.225	-1.619	-5,5	10.797
Etage 9	-1.902	-7.607	9,728	14.225	-1.372	-5,5	7.032
Etage 10	-2,31	-9.245	11,631	17.288	-1.678	-9,245	8,445

➤ **Ferraillage longitudinal**

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferraillées en fonction des sollicitations maximales.

❖ **Calcul du ferraillage (type 2 de l'entresol)**

Données :

$b = 55 \text{ cm}$ ;  $b_0 = 10 \text{ cm}$ ;  $h = 20 \text{ cm}$ ;  $h_0 = 4 \text{ cm}$ ;  $d = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$ ;  $f_e = 400 \text{ Mpa}$  ;  $f_{c28c} = 25 \text{ Mpa}$

➤ **Ferraillage en travée**

❖ **Moment équilibré par la table de compression  $M_{Tu}$  :**

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,55 \times 0,04 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{Tu} = 0,05 \text{ MN.m} > M_{tu} = 0,01976 \text{ MN.m}$$

⇒ Calcul d'une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,01976}{14,2 \times 0,55 \times 0,18^2} = 0,078 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,078 < \mu_l = 0,392 \text{ Donc } A' = 0 \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,078}] = 0,102$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,102) = 0,173 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}} = \frac{0,01976}{0,173 \times 348} = 3,34 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,29 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \quad \text{Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 1,19 \text{ cm}^2 < A_t = 3,28 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On ferraillera avec } A_t \text{ calculée.}$$

➤ **Ferraillage aux appuis**

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ( $b_0 \times h$ ).

❖ **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{inter}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{6,92 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,150 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{On a, } f_e = 400 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_l = 0,392 \\ \alpha_l = 0,668 \\ \varepsilon_l = 1,74 \times 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = 0,150 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$A_a^{inter} = \frac{M_{au}^{inter}}{z \times f_{st}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,204 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,165 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_a^{inter} = 1.205 \text{ cm}^2$$

❖ **Appui de rive**

$$A_a^{rive} = \frac{M_{au}^{rive} \times A_a^{inter}}{M_{au}^{inter}} = \frac{2.96 \times 1.205}{6.92} = 0,515 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_a^{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 1.227 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a^{min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,525 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Choix des barres**

**En travée :** .....A = 3.29 cm<sup>2</sup> → soit 3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

**En appui intermédiaire :** .....A = 1.205 cm<sup>2</sup> → soit 1HA12 + 1HA10 = 1,92 cm<sup>2</sup>

**En appui de rive :** .....A = 0,515 cm<sup>2</sup> → soit 1HA10 = 0,79 cm<sup>2</sup>

➤ **Ferraillage transversal**

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_l^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \quad \Rightarrow \quad \phi_t \geq \min(10 \text{ mm}; 5,71 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

On prend  $\phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

• **Vérifications nécessaires**

**Vérifications à l'ELU**

✓ **Vérification de rupture par cisaillement**

$$\tau_u = V_u^{max} / (b_0 \times d) = 20 \times 10^{-3} / (0,1 \times 0,18) = 1.11 \text{ MPa}$$

$$FPN \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc,  $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$  pas de risque de rupture par cisaillement.

✓ **Espacement (St)**

L'espacement St est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent :

1)  $St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad St \leq 16,2 \text{ cm}$

2)  $St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \quad \Rightarrow \quad St \leq 57 \text{ cm}$

3)  $St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \quad \Rightarrow \quad St \leq 67,56 \text{ cm}$

D'où, St = 15 cm

✓ **Vérification des armatures longitudinales A<sub>l</sub> vis-à-vis de l'effort tranchant V<sub>u</sub>**

❖ **Appui de rive**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \quad \Rightarrow \quad A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 20 \times 10^{-3} \Rightarrow A_l^{min} \geq 0,575 \text{ cm}^2$$

Or A<sub>l</sub> = 3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup> > 0,575 cm<sup>2</sup> .....condition vérifiée

❖ **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left( 17,76 \times 10^{-3} - \frac{6,92 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$A_l \geq -0,025 < 0 \Rightarrow$  Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

✓ **Vérification de la bielle**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = \min(0,9d ; (30 - 4)cm) = 16,2cm$$

Ce qui donne :  $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 17,76KN < 108,135KN \dots \dots \dots$  vérifiée

✓ **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3,33 MPa \text{ avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 22,5 cm$$

$$\tau_1^u = 1,12 MPa < \bar{\tau} = 3,33 MPa \dots \dots \dots$$
 Pas de risque de rupture à la jonction table nervure

**Vérifications à l'ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

✓ Vérification des contraintes .

✓ Vérification de la flèche.

✓ **Vérification des contraintes**

❖ **En travée**

✓ **Position de l'axe neutre (H)**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -271,9 cm^3 < 0$$

$\Rightarrow$  L'axe neutre ne passe pas par la table de compression, vérification des contraintes pour une section en T

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

✓ **Calcul de y et I**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + (15A + (b - b_0)h_0)y - 15.A.d - \frac{b - b_0}{2} h_0^2 = 0 \Leftrightarrow 5 y^2 + 230,85 y - 275,3 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 280,71 \Rightarrow y = 4,986 cm$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{b - b_0}{3} (y - h_0)^3 + 15A(d - y)^2 = 10870,26 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14,01 \times 10^{-3}}{10870,26 \times 10^{-8}} \times 4,986 \times 10^{-2} = 6,426 MPa < 15 MPa \dots \dots \dots$$
 condition vérifiée

❖ **En appui intermédiaire**

$$H = \frac{b_0 \times h^2}{2} - 15A(d - h) = 2057,6 cm^3 < 0$$

✓ **Calcul de y et I**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \Leftrightarrow 5 y^2 + 28,8y - 518,4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 105,82 \Rightarrow y = 7,702 cm$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 4577,17 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4,91 \times 10^{-3}}{4577,17 \times 10^{-8}} \times 7,702 \times 10^{-2} = 8,26 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la flèche**

❖ **Conditions de la vérification de la flèche**

**Données :**

$$l = 4.45 \text{ m} ; M_{0s} = 14.01 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 14.01 \text{ KN.m}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

$$1) h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \quad \Leftrightarrow \quad h=20 \text{ cm} < 29.67 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

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

$$\Delta f \leq \bar{f} \quad ; \quad l < 5\text{m} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4.45}{500} = 8.9 \text{ mm}$$

$\Delta f$ : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,...).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 révisé 99}$$

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

$$G = 5.21 \text{ KN.m} \quad P = 8.71 \text{ KN.m} \quad J = 3.85 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_g = 2,86 \text{ KN/m} \\ q_J = 2,12 \text{ KN/m} \\ q_p = 4,79 \text{ KN/m} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^g = 7,08 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 5,25 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 11,86 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{avec: } j = G - G^{\text{revêtement}} = 5,21 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,2) = 3,85 \text{ KN.m}$$

✓ **Modules de Young instantané et différé**

$$\left\{ \begin{array}{l} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

✓ **Coefficients  $\lambda, \mu$**

Les coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 2.19 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 0.876 \end{array} \right. \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{10 \times 18} = 1.88 \%$$

✓ **Calcul des  $\sigma_{st}$**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st}^g = 94,505 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 127,89 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 213,80 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \text{avec: } \left\{ \begin{array}{l} I = 10883,2 \text{ cm}^4 \\ y = 4,92 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_g = \max \left( 0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0,687 \\ \mu_j = \max \left( 0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0,601 \\ \mu_p = \max \left( 0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0,798 \end{array} \right.$$

✓ **Calcul des moments d'inertie fissurés**

$$v = 0,124 \text{ m} \Rightarrow I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2$$

D'où,  $I_0 = 19203,4 \text{ cm}^4$

✓ **Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 8433,6 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 9119,41 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 7687,4 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 13187 \text{ cm}^4 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 9,84 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 3,507 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 9,41 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 5,13 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 10,618 \text{ mm} > \bar{f} = 8,9 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

**Solution :**

La condition de la flèche n'est pas vérifiée ; on augmente la section  $A_{st}$  et  $b_0$  tel que :

$$b_0 = 15 \text{ cm}$$

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent (types 1 de l'entresol), les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.9.** Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha 10^{-2}$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
E.S	Travée	19.76	0.078	10.2	0.173	3.29	1.19	2HA14+1HA12= 4,21
	Appui Inter	-6.92	0.15	20,48	0.165	1.2	0.217	2HA10 =1,57
	appui de rive	-2.96	0.012	1.51	0.179	0.47	0.217	1HA10 = 0,79
RDC	Travée	23.39	0.092	12.08	0.171	3.93	1.19	3HA14= 4,62
	Appui Inter	-8.19	0.032	4.07	0.177	1.33	0.217	2HA10 =1,57

	appui de rive	-3.51	0.014	1.76	0.178	0.57	0.217	1HA10 = 0,79
1 <sup>er</sup> étage	Travée	14.94	0.059	7.61	0.174	2.47	1.19	2HA12+1HA10= 3,05
	Appui Inter	-8.19	0.032	4.07	0.177	1.33	0.217	2HA10 = 1,57
	appui de rive	-2.241	0.009	1.13	0.179	0.36	0.217	1HA10 = 0,79
2eme etage	Travée	23.913	0.095	12.46	0.171	4.02	1.19	3HA14 = 4,62
	Appui Inter	-11.19	0.044	5,67	0.176	1.83	0.217	1HA12+1HA10= 1,92
	appui de rive	-2,52	0.014	1.76	0.178	0.58	0.217	1HA10=0,79
3 jusqu'a 8	Travée	14.94	0.059	7.61	0.174	2.47	1.19	2HA12+1HA10= 3,05
	Appui Inter	-7.6	0.03	3.81	0.177	1.23	0.217	2HA10=1.57
	appui de rive	-2.24	0.009	1.13	0.179	0.36	0.217	1HA10=0.79
Etage9	Travée	10.9	0.043	5.49	0.176	1.78	1.19	3HA10=2.36
	Appui Inter	-7.6	0.03	3.81	0.177	1.23	0.217	2HA10=1.57
	appui de rive	-1.902	0.007	0.88	0.179	0.305	0.217	1HA10=0.79
Terrasse accessible	Travée	13.07	0.052	6.68	0.175	2.15	1.19	3HA10=2.36
	Appui Inter	-9.24	0.036	4.58	0.177	1.5	0.217	2HA10=1.57
	appui de rive	-3	0.012	1.51	0.179	0.48	0.217	1HA10=0.79

**Remarque :**

- Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :

$$A_t = 2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS)**

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après :

**Tableau III.10.** Vérifications nécessaires à l'ELU

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min} (cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
S.S	1.11 < 3,33	4.97 > 0.57	5.75 > -0.65	20 < 108,135	1,12 < 3,33
RDC	1.168 < 3,33	5.31 > 0.60	6.09 > -0.85	21.026 < 108,135	1,33 < 3,33
1 <sup>er</sup> étage	1.026 < 3,33	3.53 > 0.53	4.71 > -0.92	18.47 < 108.135	1.17 < 3.33
2eme etage	1.238 < 3.33	5.65 > 0.64	6.78 > 0.58	22.28 < 108.135	1.41 < 3.33
3 jusqu'à 8	0.79 < 3.33	3.93 > 0.41	4.71 > 0.44	14.225 < 108.135	0.9 < 3.33
Etage 9	0.79 < 3.33	3.14 > 0.41	3.93 > 0.44	14.225 < 108.135	0.9 < 3.33
Etage 10	0.96 < 3.33	3.14 > 0.5	3.93 > 0.45	17.28 < 108.135	1.09 < 3.33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

**Tableau III.11.** Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	Endroit	$M^s$ (KN.m)	$A_s$ ( $cm^2$ )	Y (cm)	I ( $cm^4$ )	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	Observation
S.S	Travée	14.01	4.96	5.508	12796.44	6.03 < 15	Vérifiée
	Appui	-4.91	1.57	7.15	3990.78	9.39 < 15	
RDC	Travée	16.44	4.52	5.718	13578.87	6.92 < 15	Vérifiée
	Appui	-5.754	1.57	7.15	3990.78	9.39 < 15	
1 <sup>er</sup> étage	Travée	10.79	3.14	4.809	10226.52	5.074 < 15	Vérifiée
	Appui	-5.75	1.57	7.15	3990.78	9.39 < 15	
2 <sup>ème</sup> étage	Travée	16.81	4.52	5.718	13578.78	6.92 < 15	Vérifiée
	Appui	-8.37	2.26	8.16	5093.5	13.42 < 15	
3 à 8	Travée	10.79	3.14	4.809	10226.52	5.074 < 15	Vérifiée
	Appui	-5.496	1.57	7.5	3990.78	9.39 < 15	
Etage 9	Travée	7.87	2.36	4.217	8099.66	4.097 < 15	Vérifiée
	Appui	-5.496	1.57	7.15	3990.78	9.39 < 15	
Etage 10	Travée	9.88	2.36	4.217	8099.78	5.14 < 15	Vérifier
	Appui	-6.707	1.57	7.15	3990.78	9.39 < 15	

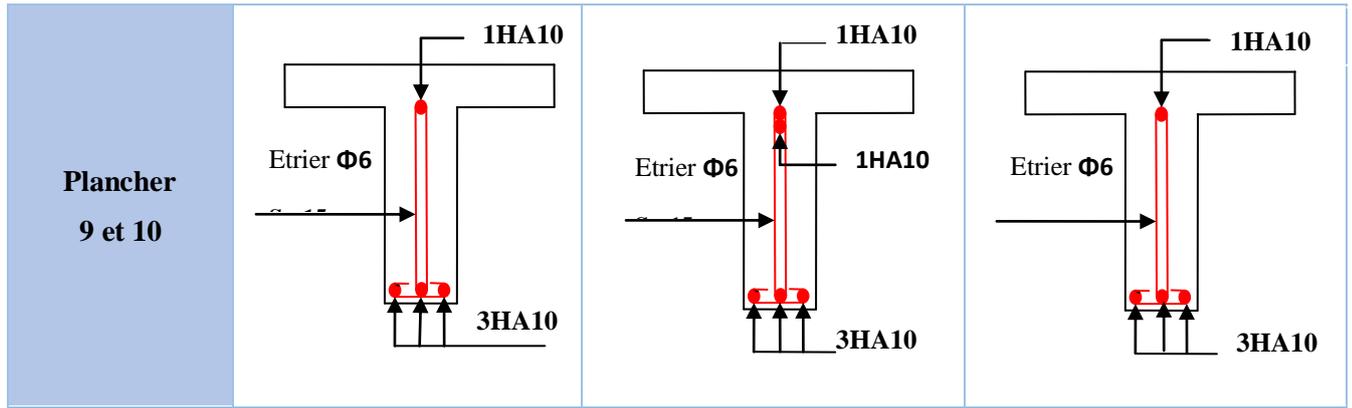
**Tableau III.12.** Vérifications de la flèche à l'ELS

Niveaux	S.S	RDC	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>eme</sup> étage	De 3 à 8	Etage 9	Etage 10
L (m)	4.45	4.45	4.45	4.5	4.45	4.1	4.1
$q_{j\ ser}$ (KN/m)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	3.64
$q_{g\ ser}$ (KN/m)	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	4.524
$q_{p\ ser}$ (KN/m)	5.66	6.64	4.36	6.64	4.36	4.36	5.499
$M_{j\ ser}$ (KN.m)	6.19	6.19	6.19	6.33	6.19	5.26	7.65
$M_{g\ ser}$ (KN.m)	8.38	8.38	8.38	8.57	8.38	7.11	9.51
$M_{p\ ser}$ (KN.m)	14.01	16.43	10.8	16.8	10.8	9.16	11.55
I ( $cm^4$ )	17214.14	18095.09	12203.81	18980.95	12203.81	10226.52	10555.36
$I_0$ ( $cm^4$ )	31781.09	29038.02	20063.01	29640.86	20063.01	19172.3	21378.22
$\lambda_i$	1.88	1.786	1.89	1.658	1.89	2.37	2.83
$\lambda_v$	0.754	0.714	0.756	0.6632	0.756	0.948	1.132
$\sigma_{st}^j$ (MPa)	72.39	68.04	96.25	65.53	96.25	101.77	147.3
$\sigma_{st}^g$ (MPa)	98.01	92.11	130.31	88.72	130.31	137.57	183.12
$\sigma_{st}^p$ (MPa)	163.85	180.6	167.94	173.92	167.94	177.23	222.4
$\mu_j$	0.563	0.56	0.65	0.573	0.65	0.6	0.711
$\mu_g$	0.655	0.652	0.727	0.663	0.727	0.685	0.655
$\mu_p$	0.776	0.804	0.78	0.81	0.78	0.745	0.755
$I_{fji}$ ( $cm^4$ )	16983.35	15969.63	9903.21	16720.19	9903.21	8707.49	7807.11
$I_{fgi}$ ( $cm^4$ )	15666.93	14757.33	9296.14	15531.68	9296.14	8038.85	8240.69
$I_{fpi}$ ( $cm^4$ )	14217.53	13112.71	8919.78	13916.01	8919.78	7625.52	7497.18

$I_{fgv}(cm^4)$	23401.77	21795.44	14241.83	22647.02	14241.83	13443.1	13503.64
$f_{ji}(mm)$	2.22	2.36	3.81	2.36	3.81	3.13	5.075
$f_{gi}(mm)$	3.26	3.46	5.5	3.44	5.5	4.58	5.98
$f_{pi}(mm)$	6.012	7.64	7.39	7.53	7.39	6.22	7.98
$f_{gv}(mm)$	6.55	7.04	10.77	7.08	10.77	8.22	10.94
$\Delta f(mm)$	<b>7.082</b>	<b>8.86</b>	<b>8.85</b>	<b>8.81</b>	<b>8.81</b>	<b>6.73</b>	<b>7.865</b>
$f_{adm}(mm)$	<b>8.9</b>	<b>8.9</b>	<b>8.9</b>	<b>9</b>	<b>8.9</b>	<b>8.2</b>	<b>8.2</b>
Observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau.III.13. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher entresol			
Plancher RDC + 2			
Plancher 1,3...8			



- Etude de la dalle de compression
- ✓ Etude de la dalle de compression

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{235} \times 100 = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Soit  $\begin{cases} A_{\perp}: 5\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{CBA} \\ A_{\parallel}: 4\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA} \end{cases}$

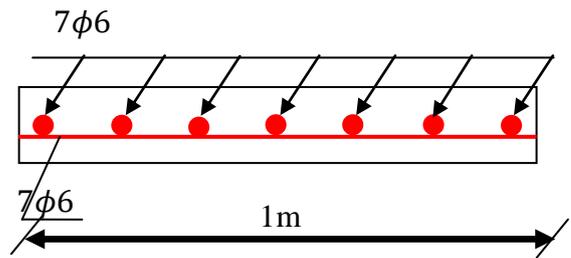


Figure III.5. Ferrailage de la dalle de compression

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

## 2.2. Calcul des dalles pleines :

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.

Données de différentes dalles (Annexe 1 et 6)

Tableau III.14. Données des différents types de dalle pleine

Types	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\rho$	E L U		E L S	
				$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
D1	1,65	1,75	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
D2	1,5	3,35	0,45	0,1036	0,25	0,1063	0,3234
D3	1,5	1,8	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
D4	2,45	1,8	1,36	0,0368	1	0,0441	1
D5	2,85	0,95	3	0,0368	1	0,0441	1
D6	3	5	0,6	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672

### Remarque :

- D1 : balcon a 2appuis
- D2 : balcon a 2 appuis (étage 9 et 10)
- D3 : dalle d'ascenseur 2 appuis (1 ; ... ; 8)
- D4 : dalle d'ascenseur 2 appuis (étage 9 et 10)
- D5 : séchoir a 3 appuis (étage 3)
- D6 : terrasse inaccessible

- Calcul des sollicitations

#### ➤ Calcul à l'ELU

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ ml}$$

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml}$$

- **Calcul du moment**

- **Moment en travée :**

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

$$\{ M_t = 0.75M_0 \dots \dots \dots \text{panneau de rive}$$

$$\{ M_t = 0.85M_0 \dots \dots \dots \text{panneau intermediaire}$$

- **Moment aux appuis**

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_{ox}$$

- ✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_U^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

- **Moment aux appuis**

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_{ox}$$

Les combinaisons d'actions et le calcul des charges qui reviennent sur les panneaux sont donnés dans le tableau qui suit :

**Tableau III.15.:** charges qui reviennent sur les panneaux:

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	Charge revenant sur le plancher (KN/m <sup>2</sup> )	
D6	7.08	1	ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 11,058$
			ELS	$q_s = G + Q = 8,08$
D1	6,11	3,5	ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,5$
			ELS	$q_s = G + Q = 9,61$
Autres types	6.11	2,5	ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 12$
			ELS	$q_s = G + Q = 8,61$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales des dalles pleines sont illustrés dans le tableau qui suit :

**Tableau III.16.** Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Types	Sollicitations							
	ELU					ELS		
	$M_x^{\text{traveé}}$ (KN.m)	$M_y^{\text{traveé}}$ (KN.m)	$M_a^{\text{rive}}$ (KN.m)	$V_x$ (KN)	$V_y$ (KN)	$M_x^{\text{traveé}}$ (KN.m)	$M_y^{\text{traveé}}$ (KN.m)	$M_a^{\text{rive}}$ (KN.m)
D1	1,155	0,998	-0,77	4,91	6,6	0,97	0,88	-0,645
D2	2,1	0,525	-1,4	0,35	19,32	1,73	0,56	-1,15
D3	1,07	0,7	-0,715	2,93	7,29	0,86	0,645	-0,575
D4	0,74	0,74	-0,495	11,38	2,44	1,71	1,71	-1,14
D5	2,69	2,69	-1,345	16,89	0,07	2,31	2,31	-1,54

<b>D6</b>	6,13	1,81	-4,09	1,9	24,47	4,75	2,21	-3,16
-----------	------	------	-------	-----	-------	------	------	-------

**Tableau III.17.** Vérification de l'effort tranchant.

	$V_{ux}$ (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.	$V_{uy}$ (KN)	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.
<b>D1</b>	4,91	0,041 < 1,17	Vérifiée	6,59	0,055 < 1,17	Vérifiée
<b>D2</b>	0,35	0,003 < 1,17	Vérifiée	19,32	0,16 < 1,17	Vérifiée
<b>D3</b>	2,93	0,0024 < 1,17	Vérifiée	7,29	0,061 < 1,17	Vérifiée
<b>D4</b>	11,38	0,095 < 1,17	Vérifiée	2,44	0,02 < 1,17	Vérifiée
<b>D5</b>	16,89	0,14 < 1,17	Vérifiée	0,07	0,0006 < 1,17	Vérifiée
<b>D6</b>	1,9	0,016 < 1,17	Vérifiée	24,47	0,20 < 1,17	Vérifiée

**Tableau III.18.** Calcul du ferrailage à l'ELU

Types	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>D1</b>	X-X	1,155	0,0056	0,0071	0,1197	0,28	1,45	4HA8 = 2,01
	Y-Y	0,998	0,0049	0,0061	0,1197	0,24		
	Appui	-0,77	0,0038	0,0047	0,1198	0,18		
<b>D2</b>	X-X	2,1	0,01	0,013	0,1194	0,51	1,45	4HA8 = 2,01
	Y-Y	0,525	0,0026	0,0032	0,1198	0,126		
	Appui	-1,4	0,0068	0,0086	0,1196	0,34		
<b>D3</b>	X-X	1,07	0,0052	0,0065	0,1197	0,26	1,45	4HA8 = 2,01
	Y-Y	0,7	0,0034	0,0043	0,1198	0,17		
	Appui	-0,715	0,0035	0,0044	0,1198	0,172		
<b>D4</b>	X-X	0,74	0,0036	0,0045	0,1192	0,65	1,45	4HA8 = 2,01
	Y-Y	0,74	0,0036	0,0045	0,1198	0,177		
	Appui	-0,715	0,0024	0,0031	0,1199	0,119		
<b>D5</b>	X-X	2,69	0,013	0,0165	0,1192	0,65	1,45	4HA8 = 2,01
	Y-Y	2,69	0,0131	0,0166	0,1192	0,65		
	Appui	-1,345	0,0066	0,0082	0,1196	0,323		
<b>D6</b>	X-X	6,13	0,03	0,038	0,118	2,23	1,45	5HA8 = 2,51
	Y-Y	1,81	0,009	0,011	0,119	0,435		
	Appui	4,09	0,02	0,025	0,119	0,99		

✓ **L'espacement**

Pour notre cas on a ; charge répartie + charge concentrée donc :

$$\text{Sens X: } S_t \leq \begin{cases} \min(3 e, 33 \text{ cm}) = (33 \text{ cm}) \\ 100/4 = 25 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens Y: } S_t \leq \begin{cases} \min(4 e, 25 \text{ cm}) = (25 \text{ cm}) \\ 100/4 = 25 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

Sauf pour D6 sens X, : soit  $S_t = 20 \text{ cm}$

Aux appuis  $\Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$

**Tableau III.19.** Vérifications des contraintes à l'ELS.

Types de La Dalle		M <sup>s</sup> KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs.	σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub> (MPa)	Obs.
<b>D1</b>	X-X	0,97	2,405	3239,42	0,72 < 15	Vérifiée	43,096 < 201,63	Vérifiée
	Y-Y	0,88			0,65 < 15		39,098 < 201,63	
	Appui	-0,645			0,48 < 15		28,66 < 201,63	
<b>D2</b>	X-X	1,73			1,28 < 15	Vérifiée	76,86 < 201,63	Vérifiée
	Y-Y	0,56			0,42 < 15		24,88 < 201,63	
	Appui	-1,15			0,85 < 15		51,09 < 201,63	
<b>D3</b>	X-X	0,86			0,64 < 15	Vérifiée	38,21 < 201,63	Vérifiée
	Y-Y	0,645			0,48 < 15		28,66 < 201,63	
	Appui	0,575			0,43 < 15		25,55 < 201,63	
<b>D4</b>	X-X	1,71			1,27 < 15	Vérifiée	75,97 < 201,63	Vérifiée
	Y-Y	1,71			1,27 < 15		75,97 < 201,63	
	Appui	-1,14			0,85 < 15		50,65 < 201,63	
<b>D5</b>	X-X	2,31			1,71 < 15	Vérifiée	102,63 < 201,63	Vérifiée
	Y-Y	2,31			1,72 < 15		102,63 < 201,63	
	Appui	-1,54			1,14 < 15		68,42 < 201,63	
<b>D6</b>	X-X	4,75	2,653	3911,77	3,22 < 15	Vérifiée	170,25 < 201,63	Vérifiée
	Y-Y	2,21	2,405	3239,42	1,64 < 15		98,19 < 201,63	
	Appui	-3,16			2,35 < 15		140,4 < 201,63	

❖ **Evaluation de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right.$$

On doit vérifier la flèche

✓ **Pour la dalle D1**

15 cm ≥ 6 cm ..... Vérifiée

2,36 cm<sup>2</sup> < 6.5 cm<sup>2</sup> ..... Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D2**

15 cm > 7 cm ..... Vérifiée

2,01 cm<sup>2</sup> < 6,5 cm<sup>2</sup> ..... Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D3**

15 cm > 14.73 cm ..... Vérifiée

2,01 cm < 6,5 cm<sup>2</sup> ..... Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D4**

$15 \text{ cm} > 14.73 \text{ cm}$  ..... Vérifiée

$2,01 \text{ cm} < 6,5 \text{ cm}^2$  ..... Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D5**

$15 \text{ cm} > 14.73 \text{ cm}$  ..... Vérifiée

$2,01 \text{ cm} < 6,5 \text{ cm}^2$  ..... Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D6**

$15 \text{ cm} > 14.73 \text{ cm}$  ..... Vérifiée

$2,51 \text{ cm} < 6,5 \text{ cm}^2$  ..... Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

**Remarque**

La longueur des chapeaux aux appuis est calculée comme suit :

$$L_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} \left( l_a; \frac{l}{4} \right) \dots \text{travée de rive} \\ \left( l_a; \frac{l}{5} \right) \dots \text{travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

Avec,  $l \parallel L_1$

$$l_a = \begin{cases} 0,4 l_s & \text{si barres HA} \\ 0,6 l_s & \text{si barres RL} \end{cases}$$

$l_s$ : Longueur de scellement =  $40\phi$  (acier HA)

Donc,  $L_1 = 1\text{m}$  pour les travées de rives et  $L_1 = 0,70 \text{ m}$  pour les travées intermédiaires

**Remarque**

Les armatures qui devraient traverser l'ouverture de la cage d'ascenseur seront remplacées par des aciers de renfort de section équivalente définie comme suit :

$$A'_x = 1,5 \times 2,01 = 3,015 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A'_x = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$A'_y = 1,80 \times 2,01 = 3,62 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A'_y = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

La longueur de ces barres est définie par la relation suivante :

$$L_a = a + b + 2l_s ; L_b = a + b + 2l_s$$

$$L_a = 1,5 + 1,8 + 2 \times 40 \times 0.010 = 4,1$$

$$L_b = 1,5 + 1,8 + 2 \times 40 \times 0.012 = 4,26$$

• **Disposition de treillis a soudée**

Selon .....

$$\text{D1 } a_x = 0,1 \times l_x = 0,1 \times 1.65 = 0,165\text{m}$$

$$\text{D2 } a_x = 0,1 \times l_x = 0,1 \times 1,5 = 0,15\text{m}$$

$$\text{D3 } a_x = 0,1 \times l_x = 0,1 \times 1.5 = 0,15\text{m}$$

- D4  $a_x = 0,1 \times l_x = 0,1 \times 2,45 = 0,245m$   
 D5  $a_x = 0,1 \times l_x = 0,1 \times 2,85 = 0,285m$   
 D6  $a_x = 0,1 \times l_x = 0,1 \times 3 = 0,3m$

**Remarque :**

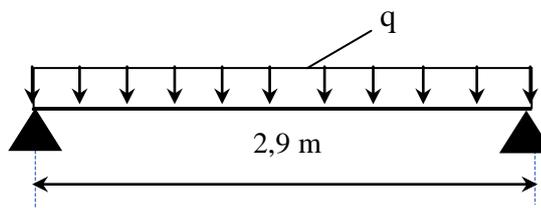
Les moments de la dalle pleine (D6) sont grand par rapport aux autres dalles par cela, de préférence de prendre le ferrailage de (D6) :

$$A_x = A_y = A_a \Rightarrow 5HA8=2,51cm^2/ml.$$

- **Schéma de ferrailage.**

Voir l'annexe 6

**2.2 Etude de la poutre de chaînage**



**Figure III.6.** Schéma statique de la poutre de chaînage

❖ **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 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.

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 20 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow h \geq 15 \text{ cm}$$

❖ **Condition de la flèche**

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 19,33 \text{ cm} \leq h \leq 29 \text{ cm}$$

Donc, on prend :  $b = h = 30 \text{ cm}$

❖ **Exigences du RPA 99/2003**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

❖ **Poids propre :**  $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/ml}$

❖ **Poids du plancher à corps creux :**  $q_{cc} = P_{\text{plancher}}(l_g/2 + l_d/2)$

Avec :  $l_g = 3,4$  ;  $l_d = 2,90 \text{ m}$  ;  $G = 5,21 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

❖ **Charge d'exploitation sur la poutre :**  $Q_0 = Q \times b = 1 \text{ KN/m}$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times \frac{l_d}{2} + 1,35 G_p + 1,5Q_0 = 25,61 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = (G + Q) \times \frac{l_d}{2} + G_p + Q_0 = 18,05 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Moments isostatiques  $\begin{cases} \text{ELU: } M_{0u} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 26,92 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{0s} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 18,97 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en travée  $\begin{cases} \text{ELU: } M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 22,88 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{ts} = 0,85 M_{0s} = 16,12 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment en appui :  $M_a = -0,4 M_0 \begin{cases} \text{ELU: } M_{au} = -10,77 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{as} = -7,59 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

**Tableau III.20.** Moments et ferrailages correspondant

Position	M (KN.m)	Pivot	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	22,88	A	0,068	0,088	0,27	2,43	1,01	3HA12 = 3,39
Appui	- 10,77		0,032	0,041	0,275	1,15	1,01	3HA10 = 2,36

➤ **Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)**

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 37,13 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\text{F.P.N} \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$  vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Armatures transversales**

On fixe  $St = 15 \text{ cm}$  puis on calcul  $A_{trans}$

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 f_e} < 0$$

Soit un cadre  $\phi 8$  + un étrier  $\phi 8 \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **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).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

**Tableau III.21.** Vérification des contraintes

Position	$M_{ser}$ (KN.m <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	16,12	8,15	25449,48	$5,16 \leq 15$
En appui	-7,59	7,034	19041,11	$2,8 \leq 15$

➤ **Vérification de la flèche**

$$1) h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \quad \Leftrightarrow \quad h=30 \text{ cm} > 24,64 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 3,39 \text{ cm}^2 < 8,51 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$$3) L = 2,9 \text{ m} < 8 \text{ m}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

### Schéma de ferrailage

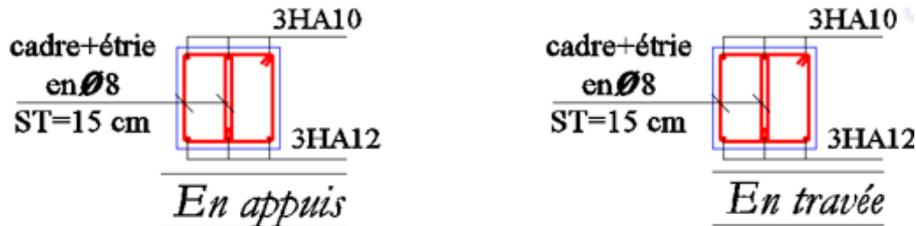


Figure III.7. schéma de ferrailage de la poutre de chignage

### 3 Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (F<sub>p</sub>).

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (III.22).

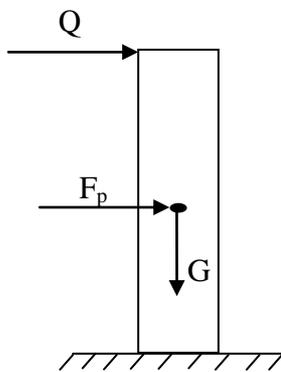


Figure III.8. Modèle de calcul de l'acrotère

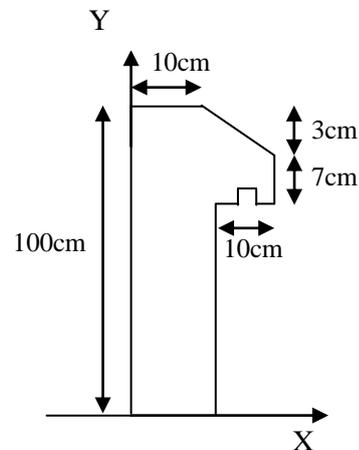


Figure III.9. Coupe transversale de l'acrotère.

- Evaluation des charges et surcharges

- ❖ Poids propre :

$$G_0 = 25 \times S_{\text{acr}} = 25 \times 0,11 = 2,71 \text{ KN/ml}$$

$$G^{\text{rev}} = 18 \times 0,015 = 0,27 \text{ KN}$$

D'où, la charge totale est  $G = 2,71 + 0,27 = 2,98 \text{ KN}$

- ❖ Charge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ KN}$$

- ❖ Force sismique

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA (Art 6.2.3)}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} A = 0,15 (\text{zone IIa}) : \text{coefficient d'accélération de la zone ;} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale ;} \\ W_p = 2,98 \text{ KN} : \text{poids propre de l'acrotère.} \end{cases}$$

Donc,  $F_p = 1,43 \text{ KN}$

➤ **Calcul des sollicitations**

**Tableau III.22.** Sollicitation

Position	M (KN.m <sup>2</sup> )	N (KN)	V (KN)
G	0	2,98	0
Q	1	0	1
F <sub>p</sub>	0,72	0	1,43

❖ **Calcul du centre de gravité :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_j = \frac{s1 \times 0 + 10 \times 7 \times (5 + 5) + \left(\frac{3 \times 10}{2}\right) \times \left(\frac{1}{3} \times 10 + 5\right)}{(10 \times 100) + (10 \times 7) + \frac{10}{2} \times 3} = 1,2 \text{ cm} \\ Y_j = \frac{1000 \times 50 + 70 \times 93,5 + 3 \times \left(\frac{10}{2}\right) \times 98}{1000 + 70 + 3 \times \left(\frac{10}{2}\right)} = 52,96 \text{ cm} \end{cases}$$

**Tableau III.23.** Combinaisons d'action de l'acrotère.

Combinaisons Sollicitations	ELU Accidentelle	ELU	ELS
	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2.98	4,023	2,98
M (KN.m)	1,72	1,5	1
V (KN)	2,43	1.5	1

❖ **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{M_{u \text{ acc}}}{N_{u \text{ acc}}} = \frac{1,72 \times 10^2}{2,98} = 57,72 \text{ cm} > \frac{h}{6} = 16,67 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment  $M_u = N_u \times e$ .

D'après le BAEL (Art 4.4)  $\Rightarrow e = e_0 + e_a + e_2$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; h/250) = 2 \text{ cm. et } e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \theta \times \alpha)}{10^4 \times h_0} = 1.44 \text{ cm}$$

Avec :

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = \frac{0}{0 + 1} = 0$$

$$L_f = 2 \times h = 2m$$

$H_0 = 16,67m$  (longueur de flambement)

D'où  $e_2 = 57,72 + 2 + 1,44 = 61,16cm$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$-N_u = 4,023kN$$

$$-M_u = N_u \times e = 2,46kN.m$$

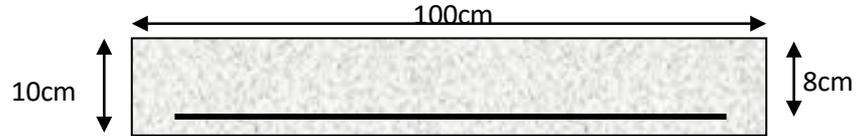


Figure III.10. Section de l'acrotère

### Ferraillage de l'acrotère

#### ❖ Calcul à l'ELU :

⇒ La section est partiellement comprimée et  $e$  en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec  $M_{ua}$

$$M_{ua} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1,39 kN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1,39 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,05^2} = 0,015 < \mu_t = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0,019 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,079 m \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0,5 cm^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,42 cm^2/ml$$

#### Remarque :

Le ferraillage se fera à l'ELU puisque c'est la situation la plus défavorable. Car l'ELU accidentelle a donné les résultats suivants :

$$A_1 = 0,86 cm^2.$$

#### ❖ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,5 cm^2/ml$$

#### ❖ Choix des armatures

Sens principal :  $A = 0,79 cm^2/ml$  On prend **4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml**

Sens secondaire :  $A_r = 0,50 cm^2/ml$  On prend **4HA6 = 1,13 cm<sup>2</sup>/ml**

#### ❖ Calcul des espacements

Sens principal :  $S_t \leq 100/4 = 25cm$

Sens secondaire :  $S_t \leq 100/4 = 25cm$

#### ❖ Vérification à l'ELU

✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^{\min} = 0,97 \text{ cm}^2 < A = 1,36 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier si  $\tau_u < \bar{\tau}$

- **ELU :**

$$V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,019 \text{ MPa} ; \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc  $\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

- **Situation accidentelle :**

$$V_u = Q + F_p = 1 + 0,95 = 1,95 \text{ KN}$$

$\Rightarrow \tau_u = 0,024 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

❖ **Vérifications à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

$$F.N \Rightarrow \bar{\sigma} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

avec  $\eta = 1,6$  (pour les aciers HA)

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y$$

Calcul de y

$$(y = y_c + C)$$

$$C = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = 0,303 - 0,05 = 0,25 \text{ m (avec } C < 0 \text{ et } y_c > 0)$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} p = -3C^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c) = -0,18 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 = 0,029 \text{ m}^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation (1) dépend  $\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -3,6 \times 10^{-3} < 0$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq y_c \leq h - C \Leftrightarrow 0,25 \leq y_c \leq 0,35$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos(\phi/3) = 0,27 \\ y_{c2} = a \cos(\phi/3 + 120^\circ) = -0,539 \\ y_{c3} = a \cos(\phi/3 + 240^\circ) = 0,244 \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 0,49 \\ \phi = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{-3/p}\right) = 170,61^\circ \end{cases}$$

Donc, on prend  $y_c = 0,27 \Rightarrow y = 0,02 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 1,91 \times 10^{-5}$$

$$\text{d'où } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{1,98 \times 10^{-3}}{1,91 \times 10^{-5}} \times 0,02 = 2,07 \text{ MPa} < \bar{\sigma} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

#### 4 Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet on va étudier le plus défavorable.

##### 4.1 Escalier E.S

Les parties AB et BC sont identiques, donc on va étudier uniquement la partie AB et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre partie.

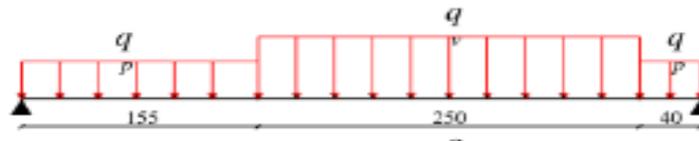


Figure III.11. schéma statique de l'escalier ( E.S)

$$\text{volée } \begin{cases} G_v = 8,75 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{palier } \begin{cases} G_p = 5,27 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

$$\text{ELU } \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 15,56 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 10,86 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \text{ELS } \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11,25 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 7,77 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F/x = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v \cdot 2,5 + q_p \cdot 1,95$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 31,55 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 22,76 \text{ KN} \end{cases} ; \quad \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 28,53 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 20,52 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ calcul des sollicitations

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau III.24. Sollicitations dans l'escalier E.S :

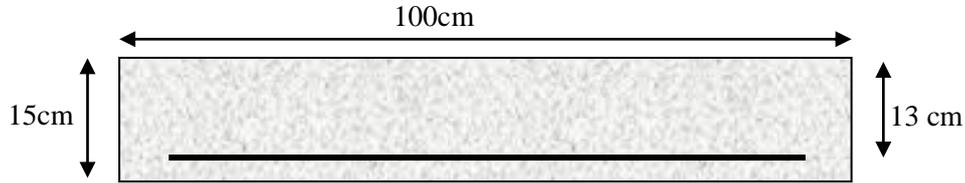
Appui	Réaction(KN)		V <sup>max</sup> (KN)	X(m)	M <sub>0</sub> max	
	ELU	ELS			ELU	ELS
A	28,53	20,52	28,53	2,3	34,96	25,21
B	31,55	22,76				

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,75 M_{0u} = 26,22 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_{0u} = -17,48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec  $M_t^{max}$  pour une section  $(b \times h) = (1ml \times e)$  ; la même chose pour le ferraillage aux appuis avec  $M_a^{max}$ .



**Figure III.12.** Section d'escalier à ferrailer

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.25.** ferraillage d'escalier E.S

Position	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z(m)	$A^{calculé}$ ( $cm^2/ml$ )	$A^{min}$ ( $cm^2/ml$ )	$A^{adopté}$ ( $cm^2/ml$ )	St (cm)
Travée	26,22	0,109	0,145	0,122	6,17	1,57	5HA14 = 7,7	20
Appui	-17,48	0,073	0,095	0,125	4,02	1,57	4HA12 = 4,52	25

➤ **Armature de répartition**

On a des charges réparties  $\Rightarrow A_{répartition} = \frac{A_{principales}}{4}$

**En travée :**  $A_{rep} = 1,92 cm^2/ml$  Soit :  $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 cm^2/ml$  ; St = 25 cm

**En appui :**  $A_{rep} = 1,13 cm^2/ml$  Soit :  $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 cm^2/ml$  ; St = 25 cm

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{max} = 28,01 KN \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0,215 MPa < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 MPa$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

➤ **Calcul à l'ELS**

➤ **vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) :

$$\text{On doit vérifier } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{max} = 25,21 KN.m \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0,75 M_s^{max} = 18,91 KN.m \\ M_{as} = -0,5 M_s^{max} = -12,605 KN.m \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau III.26.** Vérification des contraintes à l'ELS

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I ( $cm^2$ )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	18,91	4,445	11380,69	7,38	15	Vérifiée
En appui	-12,605	3,575	7545,74	5,97	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

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

$$1) e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \quad \Leftrightarrow e=15 \text{ cm} < 27,81 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 7,7 \text{ cm}^2 < 13,65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) L = 4,45 \text{ m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit :

$$f_{adm} = 445/500$$

➤ **Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements g, j et p**

**g** : l'ensemble des charges permanentes.

**J** : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

**P** : l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitations).

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

$$\text{Sous g : } \begin{cases} q_v^g = 8,75 \text{ KN/m} \\ q_p^g = 5,27 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^g = 0,75 \times 19,72 = 14,79 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous j : } \begin{cases} q_v^j = 6,46 \text{ KN/m} \\ q_p^j = 3,75 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^j = 0,75 \times 14,28 = 10,71 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous p : } \begin{cases} q_v^p = 11,06 \text{ KN/m} \\ q_p^p = 7,61 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^p = 0,75 \times 25,21 = 18,91 \text{ KN.m}$$

$$\rho = 0,592 \quad ; \quad \begin{cases} \lambda_i = 0,035 \\ \lambda_v = 0,014 \end{cases} \quad ; \quad I_0 = 37044,09 \text{ cm}^4 \quad ; \quad \begin{cases} E_v = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ **Calcul des  $\sigma_{st}$**

$$\sigma_{st}^g = 161,02 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{st}^j = 120,76 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{st}^p = 213,22 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul des  $\mu$**

$$\mu_g = 0,99 \quad ; \quad \mu_j = 0,987 \quad ; \quad \mu_p = 0,99$$

✓ **Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches**

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = 39383,85 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = 39387,84 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = 39383,85 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = 40191,44 \text{ cm}^4 \end{cases} \quad ; \quad \begin{cases} f_{gi} = 2,21 \text{ mm} \\ f_{ji} = 1,66 \text{ mm} \\ f_{pi} = 2,93 \text{ mm} \\ f_{gv} = 6,5 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 5,56 < \bar{f} = \frac{4,45}{500} = 8,9 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifiée}$$

- Schéma de ferrailage

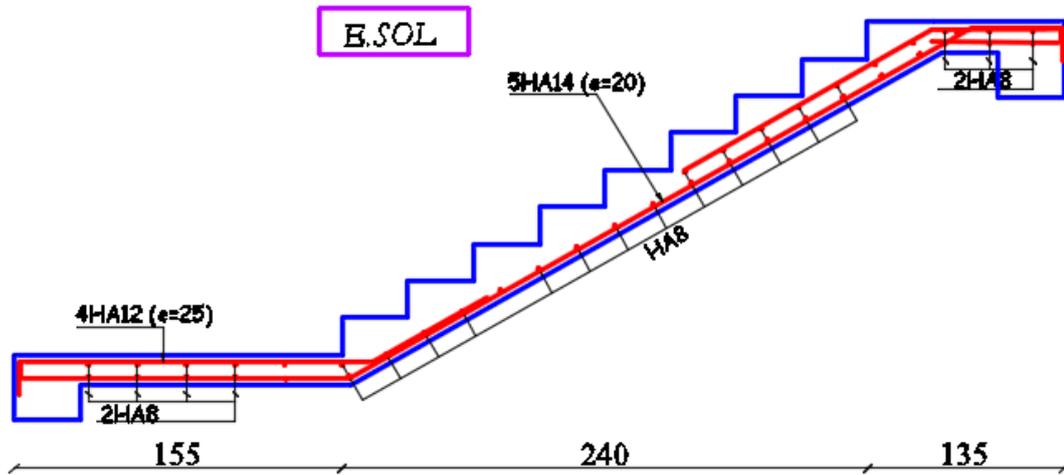


Figure III.13 . Schéma de ferrailage d'escalier

#### 4.1.1 Etude de la poutre palière

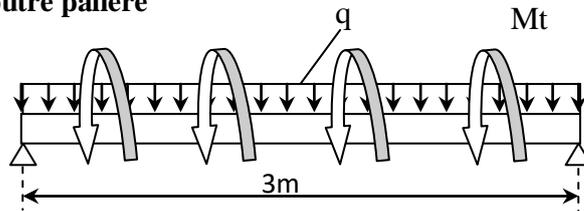


Figure III.14 . Schéma statique de la poutre palière

##### ➤ Dimensionnement

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

##### ➤ Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } h = 30 \text{ cm} \text{ et } b = 25 \text{ cm}$$

##### ➤ Définition des charges

La poutre palière est soumise à :

- **Son poids propre** :  $g_0 = 25 \times 0,3 \times 0,25 = 1.875 \text{ KN/m}$
- **Charge transmise de la paillasse** :  $\begin{cases} ELU: R_{Bu} = 31,55 \text{ KN/m} \\ ELS: R_{Bs} = 22,76 \text{ KN/m} \end{cases}$
- **Moment de torsion**  $M_{tor} = M_B \times l/2$  : provoqué par la flexion de la paillasse.

➤ **Calcul à la flexion simple**

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q = \begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1,35 g_0 + R_{Bu} = 34.08 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = g_0 + R_{Bs} = 24.635 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moments : } M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 38.34 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0,75 M_0 = 28.75 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_0 = -18,77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant: } V_u = q_u \frac{l}{2} = 51.12 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.27.** Résultats de ferraillage de la poutre palière (en F.S)

Position	M (KN.m)	Pivot	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{cal} \geq A^{min}$
Travée	28.75	A	0,0548	0,07	0,321	2,65	1,01	Vérifiée
Appui	- 18,77		0,036	0,046	0,324	1,75	1,01	

➤ **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{51.12 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,22} = 0,77 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales**

On fixe  $St = 15 \text{ cm}$  et on calcul  $A_{trans}$

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,525 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq (\text{valeur négative})$$

donc on prend  $A_{trans} = 0,525 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul à la torsion**

**Moment de torsion**

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -17,48 \times \frac{3}{2} = -26,22 \text{ KN.m}$$

Avec :  $M_B$  : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier (Type 1).

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ( $b \times h$ ) est remplacée par une section creuse équivalente  $\Omega$  d'épaisseur ( $e = \phi/6$ ) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\phi = \min(b, h)$  : Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ( $b \times h$ ).

$$e = \frac{b}{6} = 5,83 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 850,89 \text{ cm}^2$$

$U = 2b + (4a/3) = 116,68 \text{ cm}$  : Périmètre de la section de la poutre palière.

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{26,22 \times 10^{-3} \times 1,17}{2 \times 0,085089 \times 348} = 5,18 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

on fixe  $St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,66 \text{ cm}^2$

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{26,22 \times 10^{-3}}{2 \times 0,085089 \times 0,0583} = 2,64 \text{ MPa}$$

On doit vérifier :  $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

Avec :  $\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0,456^2 + 2,64^2} = 2,68 \text{ MPa}$

F.P.N  $\Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$

Ce qui donne :  $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$  .....pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Ferraillage globale**

**En travée :**  $A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2,65 + \frac{5,18}{2} = 5,24 \text{ cm}^2$

Soit 3 HA12 + 3 HA 10 = 5,75 cm<sup>2</sup>

**En appui :**  $A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1,75 + \frac{5,18}{2} = 4,34 \text{ cm}^2$

Soit 3HA10 +3 HA 12 = 5,75 cm<sup>2</sup>

**Armature transversales :**  $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,525 + 0,66 = 1,185 \text{ cm}^2$

Soit 4Ø8 = 2,01 cm<sup>2</sup> (un cadre + un étrier).

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

$q_s = g_0 + R_{Bs} = 24.635 \text{ KN/m}$

**Moments :**  $M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 27.71 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0,75 M_0 = 20.78 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_0 = -13.85 \text{ KN.m} \end{cases}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau III.28.** Vérifications des contraintes de la poutre palière

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
<b>En travée</b>	20.78	10,525	57276,31	3,94	15	Vérifiée
<b>En appui</b>	-13.85	10,525	57276,31	2,63	15	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

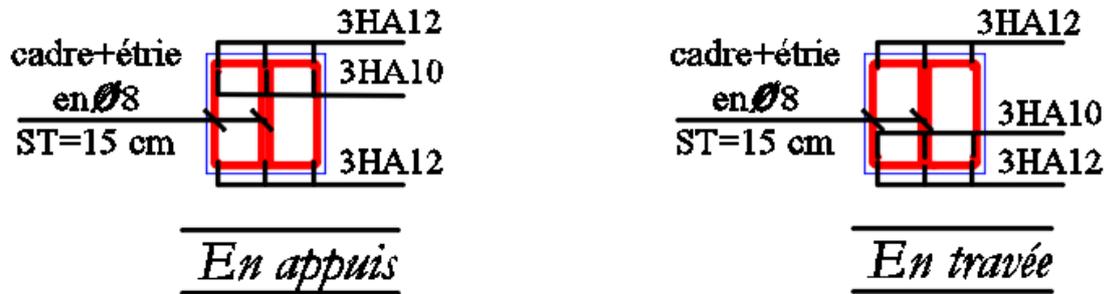
La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

1)  $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 35 \text{ cm} > 22,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

2)  $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 5,75 \text{ cm}^2 < 10,395 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

3)  $L = 3 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Schémas de ferrailage des escaliers :



FigureIII.15 . Schéma de ferrailage de la poutre palière

## **Chapitre IV : Etude dynamique**

### **1 Introduction :**

Parmi les grands problèmes qui influent sur les domaines d'économie et du génie civil, est l'activité sismique. Les tremblements de terres sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages (la ruine partielle ou totale).

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante, il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations et que les déplacements resteront dans le domaine limite.

### **2 Modélisation :**

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à 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, etc.

Cette modélisation actuellement se fait à l'aide des logiciels spécifiques pour notre étude on utilise logiciel **ETABS 2016**.

### **3 Choix de la méthode de calcul**

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes.

#### **3.1 Méthode statique équivalente :**

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacements maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA.

#### **3.2 Méthode dynamique qui regroupe :**

Méthode d'analyse modale spectrale.

Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La hauteur de notre structure (**zone IIa, groupe d'usage 2**) est supérieure à 23m ; donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable (**RPA 99 Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme nécessite l'intervention d'un personnel qualifié. Donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

##### **3.2.1 Présentation de la méthode modale spectrale :**

###### **-Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Détermination des paramètres du spectre de réponse :**

Pour mener à bien la méthode de calcul par analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est demandé, ainsi ; cette force sismique est calculée par la méthode statique équivalente.

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

➤ **Calcul de la force sismique totale RPA99 (article 4.2.3)**

La force sismique  $V$  ; appliquée a la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Pour notre cas on a : groupe d'usage 2 zone IIa  $\Rightarrow A= 0.15$  selon le tableau 4.1 (RPA99/version 2003)

- $A$  : coefficient de la zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.
- $R$  : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement, il est donné é dans le tableau 4.3 (RPA99/ v2003).

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé  $\Rightarrow R=5$

- $Q$  : facteur de qualité.

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule 4.4 donnée au RPA :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité ( $q$ ) est satisfait ou non.

Les valeur a retenir pour les deux sens (X et Y) sont dans le tableau suivant

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

**Tableau IV.1.** Valeurs des pénalités

N°	« Critère q »	Pénalités	
		Sens X	Sens Y
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
02	Redondance en plan	0,05	0,05
03	Régularité en plan	0,05	0,05
04	Régularité en élévation	0,05	0,05
05	Contrôle de qualité des matériaux	0	0
06	Contrôles d'exécution	0	0
Somme		0,2	0,2

Donc,  $Q_x = Q_y = 1,2$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \text{ RPA99/2003 (Formule 4.5)}$$

- ✓  $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- ✓  $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.
- ✓  $\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas :  $W = 55027.9483\text{KN}$

$D$  : facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante :

$$\checkmark D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s } \textbf{RPA99/2003 (Formule 4.2)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

$$\checkmark \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \textbf{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

$\xi$ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = \frac{7 + 10}{2} = 8,5\%$$

D'où,  $\eta = 0,82$

$$\checkmark \text{ On a un site ferme S2 } \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,40 \text{ s} \end{cases} \textbf{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

#### ✓ Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$H = 35,78 \text{ m}$  : Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

$C_T = 0,05$  : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

$L$  : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 22,1 \text{ m} \\ L_y = 22,8 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Donc, } \begin{cases} T_x = \min(0,68 \text{ s}, 0,73 \text{ s}) = 0,68 \text{ s} \\ T_y = \min(0,67 \text{ s}, 0,73 \text{ s}) = 0,67 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,432 \\ D_y = 1,446 \end{cases}$$

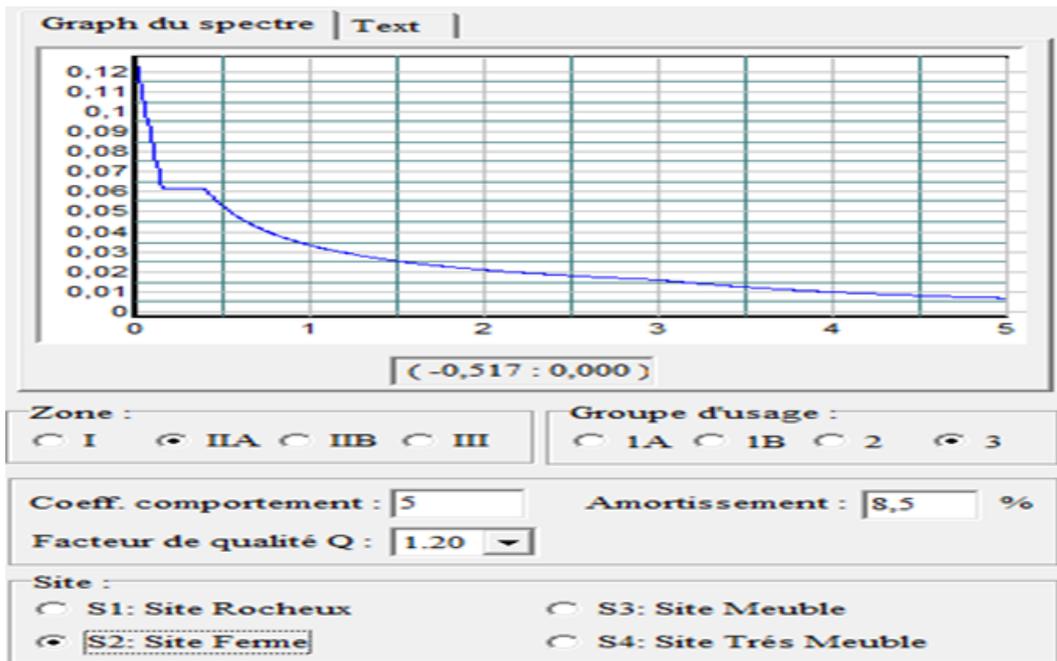
La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_{xst} = 2908,6 \text{ KN} \\ V_{yst} = 2938,99 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Spectre de réponse de calcul**

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$



**Figure IV.1.** Spectre de réponse

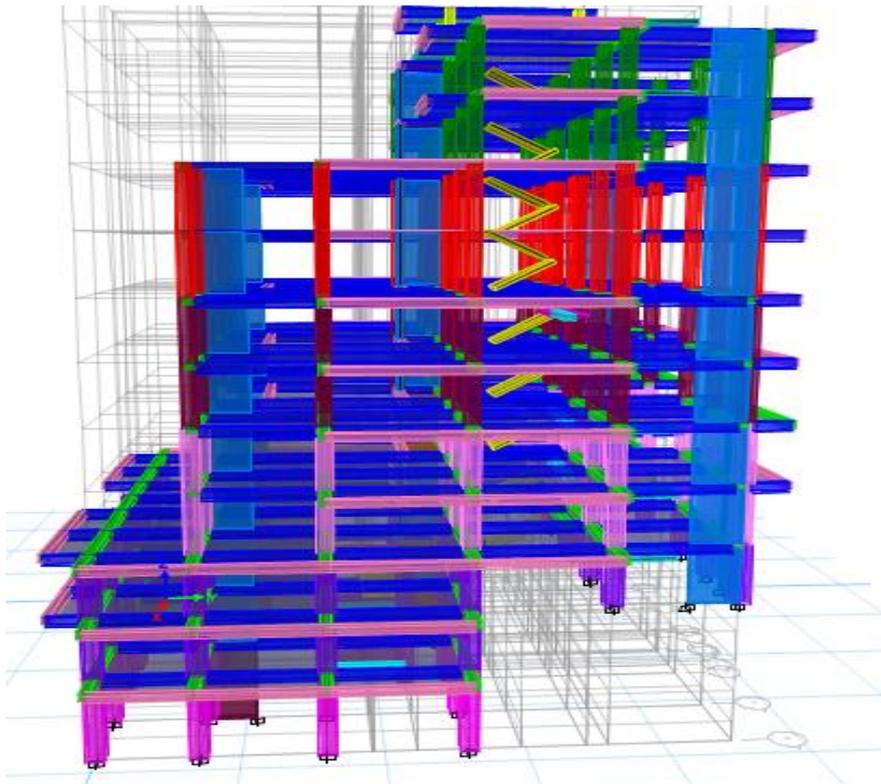
#### 4 Résultats obtenus

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous avons obtenus les résultats suivants :

- ❖ **Disposition des voiles de contreventement :**



**Figure IV.2.** Disposition des voiles



**Figure IV.3.** Vue en 3D du model obtenu par le logiciel **ETABS 2016**

#### 4.1 Période de vibration et participation massique :

Le coefficient de participation massique correspond au  $i^{\text{ème}}$  mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

**TableauIV.2.** Périodes et taux de participation massique de la structure

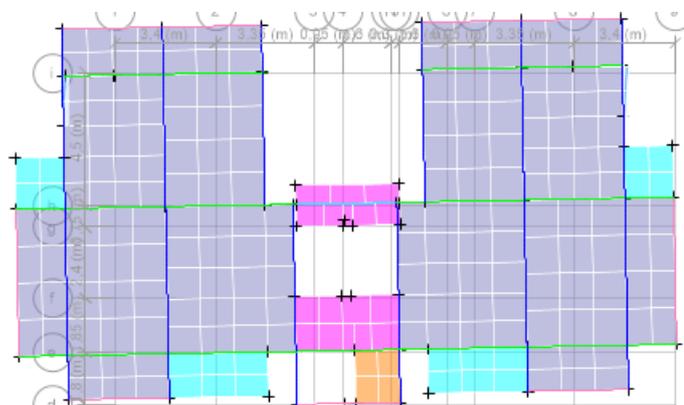
Modes	Période (s)	(% de la Masse modale		(% Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	0,685	0,6086	0,0016	0,6086	0,0016
2	0,656	0,0031	0,6089	0,6127	0,6105
3	0,574	0,0269	0,0027	0,6396	0,6133
4	0,239	0,1377	0,0028	0,7725	0,6137
5	0,222	0,0041	0,1285	0,7765	0,7422
6	0,194	4,74E-05	0,0013	0,7766	0,7435
7	0,16	0,0762	0,0018	0,8527	0,7453
8	0,14	0,0004	0,0385	0,8531	0,7838
9	0,13	0,0285	0,0009	0,8816	0,7848
10	0,116	1,00 E-04	0,0007	0,8817	0,7854
11	0,112	0,0039	7,03 E-02	0,8856	0,8557
12	0,105	1,00 E-04	0,0005	0,8857	0,8563
13	0,103	0,0001	0,0008	0,8858	0,8571
14	0,095	0,0498	0,0068	0,9336	0,8617
15	0,086	4,96 E-06	0,0003	0,9356	0,8641
16	0,082	0,0001	1,00 E-04	0,9356	0,8643
17	0,08	8,20 E-03	0,0934	0,9438	0,9574

#### 4.2 Interprétation des résultats obtenus

Les périodes numériques obtenues par le logiciel ETABS 2016 dans les deux premiers modes Sont inférieurs à celles calculées après majoration de 30% (**RPA99/2003 Art 4.2.4**)

Période majorée de 30%  $\begin{cases} T_x = 0,884 \text{ s} \\ T_y = 0,871 \text{ s} \end{cases}$

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.



**Figure IV.4.** Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X)

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.

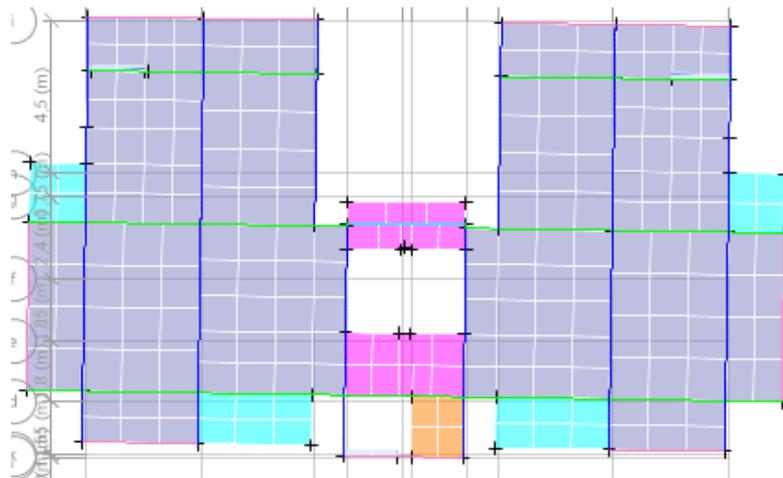


Figure IV.5. Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y)

Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

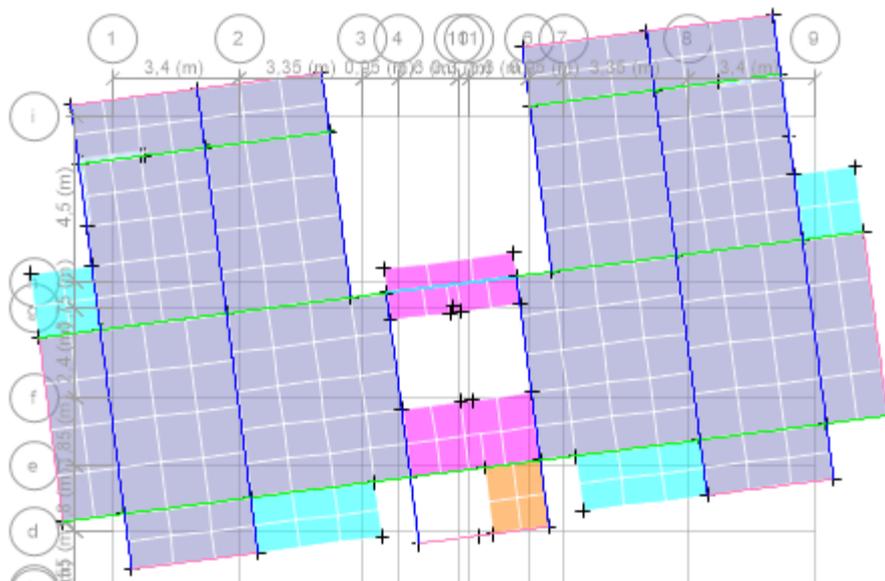


Figure IV.6. Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z)

### 4.3 Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

#### 4.3.1 Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003 (Art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

✓ **Sous charges verticales**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

✓ **Sous charges horizontales**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.3.** Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
S. Sol	31732,41	5112,437	86,12	13,88	Vérifiée
RDC	26499,82	4048,486	86,75	13,25	Vérifiée
1	45204,03	6447,118	87,52	12,48	Vérifiée
2	36881,4	5838,385	86,33	13,67	Vérifiée
3	31071,4	5146,455	85,79	14,21	Vérifiée
4	25399,36	4691,135	84,41	15,59	Vérifiée
5	20464,1	3893,436	84,02	15,98	Vérifiée
6	15513,89	3108,164	83,31	16,69	Vérifiée
7	10996,82	2124,193	83,81	16,19	Vérifiée
8	6019,665	1329,964	81,90	18,10	Vérifiée
9	3326,631	707,4347	82,46	17,54	Vérifiée
10	424,9235	0	100,00	0,00	Vérifiée

**Tableau IV.4.** Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales

Niveaux	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
S. Sol	276,0631	191,2829	59,07	40,93	243,0658	205,5964	54,18	45,82
RDC	229,8099	89,8429	71,89	28,11	66,2924	165,3943	28,61	71,39
1	1563,7735	517,9792	75,12	24,88	1488,2657	587,6705	71,69	28,31
2	1099,7735	828,9613	57,01	42,99	1071,0154	844,7736	55,90	44,10
3	1155,7508	625,9631	64,87	35,13	1103,6911	659,3712	62,60	37,40
4	954,1445	645,5295	59,65	40,35	914,381	678,8813	57,39	42,61
5	955,3892	441,2082	68,41	31,59	932,5129	464,9153	66,73	33,27
6	752,9127	406,9819	64,91	35,09	734,4904	437,2078	62,69	37,31
7	700,6466	196,3745	78,11	21,89	710,9746	204,3053	77,68	22,32
8	353,4596	178,8636	66,4	33,6	355,8664	216,0208	62,23	37,77
9	311,9091	66,7744	82,37	17,63	300,0733	112,1169	72,8	27,2
10	79,1549	0	100	0	83,3082	0	100	0

D'où, le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié.

#### 4.3.2 Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante  $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

**Tableau IV.5.** Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	$V_{dyn}$	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	1733.8897	2326,8761	Non Vérifiée
Suivant Y-Y	1818.8218	2351,1885	Non Vérifiée

**Remarque :**

Dans notre cas l'effort tranchant a la base n'est pas vérifiée, Donc, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de  $(0,8V_{st}/V_{dyn})$ .

Les résultats obtenus après majoration sont présentés dans le tableau suivant :

Force sismique à la base	$V_{dyn}$	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	2328,7269	2326,8761	Vérifiée
Suivant Y-Y	2385,276	2351,1885	Vérifiée

**4.3.3 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux**

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec :  $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

$\delta_k$  : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003 (Art 4.43).

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : coefficient de comportement dynamique ( $R=5$ ).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.6.** Vérifications des déplacements de niveaux

Niveau	$h_k$ (cm)	Sens x-x					Sens y-y				
		$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)
S. Sol	408	0,0481	0,2405	0	0,24	0,059	0,0305	0,153	0	0,15	0,037
RDC	290	0,1207	0,6035	0,2405	0,36	0,125	0,0621	0,311	0,153	0,16	0,054
01	290	0,275	1,375	0,6035	0,77	0,266	0,2984	1,492	0,311	1,18	0,407
02	290	0,3455	1,7275	1,375	0,35	0,122	0,2813	1,407	1,492	-0,09	-0,029
03	290	0,5288	2,644	1,7275	0,92	0,316	0,4701	2,351	1,407	0,94	0,326
04	290	0,7239	3,6185	2,644	0,98	0,336	0,6743	3,372	2,351	1,02	0,352
05	290	0,9129	4,5645	3,6185	0,95	0,326	0,8733	4,367	3,372	1,00	0,343
06	290	1,1218	5,609	4,5645	1,04	0,360	1,0637	5,319	4,367	0,95	0,328
07	290	1,3085	6,5425	5,609	0,93	0,322	1,2328	6,164	5,319	0,85	0,292
08	290	1,4741	7,3705	6,5425	0,83	0,286	1,3892	6,946	6,164	0,78	0,270
09	290	1,6153	8,0765	7,3705	0,71	0,243	1,5237	7,619	6,946	0,67	0,232
10	270	1,697	8,485	8,0765	0,41	0,151	1,5323	7,662	7,619	0,04	0,016

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont vérifiés.

#### 4.3.4 Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (**ou effet P-Δ**) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \quad (4.1)$$

$P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$ : Effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

$h_k$ : Hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$ .
- ✓ Si  $\theta_k > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.7.** Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Niveau	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k$	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	$\Delta_k$	$V_k$ (KN)	$\theta_k$
<b>E. Sol</b>	408	33197,109	0,24	462,8993	0,042	0,15	457,1536	0,027
<b>RDC</b>	290	27763,286	0,36	322,1505	0,108	0,16	155,6593	0,097
<b>01</b>	290	46814,739	0,77	2189,2952	0,057	1,18	2175,5874	0,088
<b>02</b>	290	39143,739	0,35	2072,7856	0,023	-0,09	2064,9278	-0,006
<b>03</b>	290	33155,523	0,92	1946,9223	0,054	0,94	1944,4678	0,056
<b>04</b>	290	27515,188	0,98	1781,3333	0,052	1,02	1782,0896	0,054
<b>05</b>	290	22264,539	0,95	1570,0777	0,046	1,00	1573,4367	0,049
<b>06</b>	290	17013,889	1,04	1320,0319	0,046	0,95	1327,0443	0,042
<b>07</b>	290	11994,633	0,93	1022,7868	0,038	0,85	1026,4811	0,034
<b>08</b>	290	6715,1381	0,83	652,2241	0,029	0,78	676,505	0,027
<b>09</b>	290	3697,2778	0,71	398,343	0,023	0,67	430,9256	0,020
<b>10</b>	270	404,0635	0,41	79,1549	0,008	0,04	83,3082	0,001

**Remarque :**

On voit bien que la condition (4.1) est largement satisfaite, Sauf au niveau de RDC dans le sens X-X.

Donc on amplifie les effets de l'action sismique par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$ .

#### 4.3.5 Vérification de l'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport :  $\gamma = N / (f_{c28} \times B)$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B : l'aire (section brute) de cette dernière ;

$f_{cj}$  : la résistance caractéristique du béton.

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, Le **RPA99/2003 (7.4.3.1)** nous exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a réduction de section) la relation suivante :

$$\gamma = N / (f_{c28} \times B) \leq 0,3$$

**Tableau IV.8.** Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	B (cm <sup>2</sup> )	N (KN)	$\gamma$	Observation
<b>E. Sol</b>	4225	3102,0341	0,294	Vérifiée
<b>RDC et Etages 1</b>	9300	2887,485	0,296	Vérifiée
<b>Etage 2 et 3</b>	3300	2369,6968	0,287	Vérifiée
<b>Etages 4 et 5</b>	2500	1710,8827	0,274	Vérifiée
<b>Etages 6 et 7</b>	2025	1094,7707	0,216	Vérifiée
<b>Etages 8 et 9</b>	1800	597,3187	0,133	Vérifiée
<b>Etage 10</b>	1225	183,8361	0,06	Vérifiée

## 5 Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

**Tableau IV.9.** Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	S. Sol et E.Sol	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10
<b>Poteaux (cm<sup>2</sup>)</b>	65*65	65*60	60*55	50*50	45*45	45*40	35*35					
<b>Voiles (cm)</b>	20	15										
<b>P.P (cm<sup>2</sup>)</b>	45*30											
<b>P.S (cm<sup>2</sup>)</b>	35*35											

## Chapitre V : étude des éléments structuraux

### 1 Introduction :

La superstructure est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux- poutres) et les voiles, 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.

### 2 Etude des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d'action données par la RPA99/2003 comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ \begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q - E \end{array} \dots\dots Accidentelles \\ 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

#### 2.1 Recommandations

##### ➤ Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton
- $A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ( $L_{min}$ ) est de  $40\Phi$ .
- La distance ou l'espacement ( $S_t$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

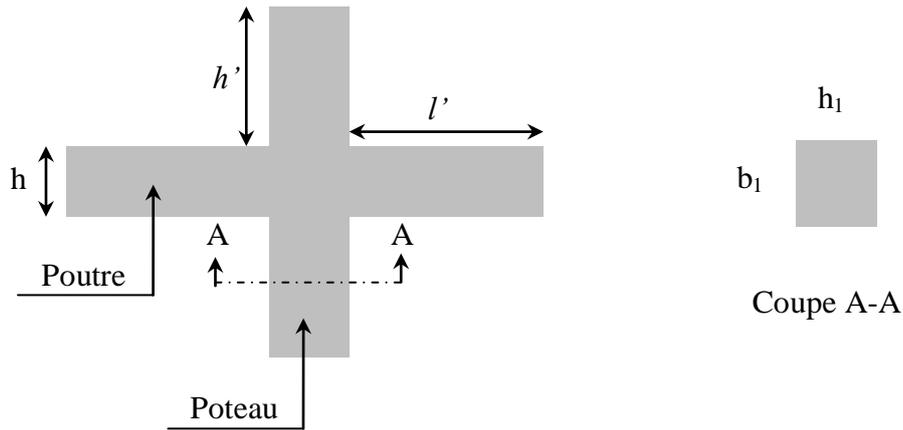
Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right) \end{array} \right.$$

$b_1$  et  $h_1$  : La section du poteau considéré

$h_e$  : Hauteur d'étage



**Figure V.1. Zone nodale**

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux**

Niveaux	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
S. Sol et E. Sol	65*65	33,8	126,75	253,5
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	65*60	31,2	117	234
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	60*55	26,4	99	198
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	50*50	20	75	150
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	45*45	16,2	60,75	121,5
8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	45*40	14,4	54	108
10 <sup>ème</sup> étage	35*35	9,8	36,75	73,5

• **Armatures transversales**

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

- V<sup>max</sup> : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Sachant que **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de A<sub>t</sub>, il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

**En zone nodale** :  $t \leq \min(10 \phi_l^{min}, 15 \text{ cm})$ .....zone IIa

**En zone courante** :  $t \leq 15 \phi_l^{min}$ .....zone IIa

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10  $\phi_t$  minimums.

### ➤ Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel ETABS 2016, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.2.** Sollicitations dans les différents poteaux

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
S. Sol et E. Sol	3102,0341	17,2921	-469,812	37,9966	-63,9201	1447,0253	63,689
RDC et étage 1	2887,485	69,5033	-1190,03	144,3098	256,8545	998,494	196,3659
Etages 2 et 3	2369,6968	46,3662	-660,0491	85,0515	141,3391	1015,0718	134,5509
Etages 4 et 5	1710,8827	38,1653	-265,7705	41,7693	124,3112	744,8654	137,0837
Etages 6 et 7	1094,7707	-2,6754	-237,0478	19,0407	-97,7592	193,9855	113,8462
Etages 8 et 9	597,3196	-12,1321	-168,6374	14,1096	87,6645	81,0883	87,9745
Étage 10	183,8361	-21,9376	-17,8451	36,743	-49,369	147,8042	-33,8981

## 2.2 Calcul du ferrailage

### ➤ Ferrailage longitudinal

**Hypothèses de calcul :**

- Fissuration peu préjudiciable ( $e = 3 \text{ cm}$ ) ;
- Calcul en flexion composée ;
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

### ➤ Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

1)  $N_{cor} = 193,98 \text{ KN}$  (comp) ;  $M_{max} = 97,76 \text{ KN.m}$  ..... (ELA)

$b = 45 \text{ cm}$                        $h = 45 \text{ cm}$                        $d = 42 \text{ cm}$

Situation accidentelle :  $\gamma_b = 1,15$  et  $\gamma_s = 1$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,504 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,225 \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'extérieur de la section}$$

$N$  est un effort de compression et le centre de pression est à l'extérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0,136 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,136}{18,48 \times 0,45 \times 0,42^2} = 0,0924$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} ; A = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,121 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,40 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 8,51 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 3,71 \text{ cm}^2$$

2)  $N_{\max} = 3102,0341 \text{ KN (comp)} ; M_{\text{cor}} = 17,2921 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{ (ELU)}$

$E_G = 0,0024 < 0,225$  (N de compression et C à l'intérieur de la section de béton)

$$M_{ua} = 0,0024 \text{ MN.m}$$

$$- N_u(d-d') - M_{ua} = 0,424 \text{ MN.m} > (0,337 h - 0,81 d') b h f_{bu} = 0,366 \text{ MN.m (S.E.C)}$$

$$- N_u(d-d') - M_{ua} = 0,424 \text{ MN.m} < (0,5 h - d') b h f_{bu} = 0,56 \text{ MN.m}$$

$$\Rightarrow \Psi = 0,9 \quad A = 0 \quad \text{et} \quad A' \neq 0$$

$$A' = -42,9 \text{ cm}^2$$

3)  $N_{\min} = -237,0478 \text{ KN (traction)} ; M_{\text{cor}} = 19,0407 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{ (ELA)}$

$E_G = 0,08 < 0,225$  (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$A_{s1} = \frac{N_u e_2}{f_{s10} \times (d - d')}, \quad A_{s2} = \frac{N_u e_1}{f_{s10} \times (d - d')}$$

$$e1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G ; \quad e1 = 0,275 \text{ m}$$

$$e2 = (d - d') - e1 ; \quad e2 = 0,115 \text{ m}$$

$$As1 = -17,47 \text{ cm}^2 ; \quad As2 = -41,77 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_1 ; A_2 ; A_3) = 3,71 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.3.** Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Type de section	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
S.Sol et E. Sol	65*65	SET	7,5	33,8	36,7	4HA20+12HA16
RDC et 1	65*60	SET	24,11	31,2	36,7	4HA20+12HA16
Etages 2 et 3	60*55	SET	14,01	26,4	31,04	4HA20+12HA14
Etages 4 et 5	50*50	S.E. T	6,54	20	20,36	4HA16+8HA14
Etages 6 et 7	45*45	S.P.C	3,71	16,2	17,09	4HA16+8HA12
Etages 8 et 9	45*40	S.P.C	4,44	14,4	17,09	4HA16+8HA12
Etages 10	35*35	S.P.C	2,16	9,8	10,68	4HA16+4HA12

**Tableaux V.4.** Ferrailages transversaux des poteaux

Niveaux	S.Sol et E. Sol		RDC+1	Étages 2 et 3	Étages 4 et 5	Étages 6 et 7	Étages 8 et 9	Étages 10
Sections	65*65		65*60	60*55	50*50	45*45	45*40	35*35
$\phi_l^{min}$ (cm)	1,6		1,6	1,4	1,4	1,2	1,2	1,2
$l_f$ (cm)	1,407	2,716	1,89	1,89	1,89	1,89	1,89	1,75
$\lambda_g$	2,16	4,18	3,15	3,44	3,78	4,2	4,725	5
$V$ (KN)	63,689		196,3659	134,5509	137,0837	113,8462	87,9745	33,8981
$t_{zone\ nodal}$ (cm)	15		15	10	10	10	10	10
$t_{zone\ courante}$ (cm)	15		15	15	15	15	15	15
$\rho$	3,75		3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	1,84		6,14	3,15	3,85	3,56	2,75	0,91
$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	7.8	4.92	6.84	5.69	4.54	3.37	2.21	1,575
$A_t^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	10HA10=7.85			8HA10 = 6,28				

D'après le Code De Béton Armé (**CBA93. Art A7.1.3**), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67mm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

### 2.3 Vérifications nécessaires

#### ➤ Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{calc} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Avec :  $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$  : section réduite du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2 (1.7). Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V.5.** Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	Nu (KN)	i (m)	$\lambda$	$\alpha$	$(B_r \geq B_r^{calc})$		Observation
					Br	Br <sup>calc</sup>	
S.Sol et E. Sol	3102,0341	0,188	7,48	0,84	0,3969	0,168	Vérifiée
			14,45	0,82		0,172	
RDC+1	2887,485	0,17	15,98	0,816	0,3364	0,161	Vérifiée
Etg 2 et 3	2369,6968	0,173	15,7	0,817	0,3074	0,132	Vérifiée
Etg 4 et 5	1710,8827	0,5	5,43	0,85	0,2304	0,091	Vérifiée
Etg 6 et 7	1094,7707	0,13	20,9	0,79	0,1849	0,063	Vérifiée
Etg 8 et 9	597,3196	0,13	20,9	0,79	0,1634	0,034	Vérifiée
Etg 10	183,8361	0,1	18,9	0,8	0,1089	0,01	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des contraintes**

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

• **Pour une section partiellement comprimée**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ (N avec son signe)}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma'_{sc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} (y - d') \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{si } A' \neq 0$$

Calcul de y :  $y = y_c + C$

N (compression) →  $C = e_G - h/2$  avec  $C < 0$  et  $y_c > 0$

$Y_c^2 + p.y_c + q = 0$  avec :

$$P = -3C^2 - 90\frac{A'}{b}(C - d') + 90\frac{A}{b}(d - C)$$

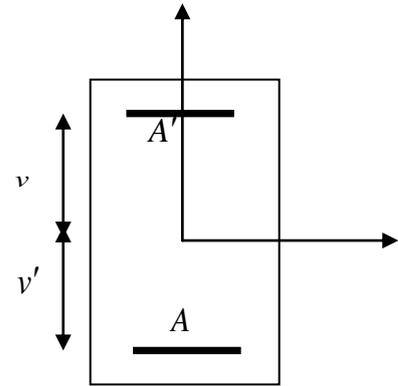
$$q = -2C^3 - 90\frac{A'}{b}(C - d')^2 - 90\frac{A}{b}(d - C)^2$$

$$+C \leq y_c \leq h + C \quad \text{Si } C < 0$$

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

**Tableau V. 6.** Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.



**Figure V.2.** Section d'un poteau.

Niveaux	Sous Sol	RDC et 1 étage	2 et 3 étage	Etages 4 et 5	Etages 6 et 7	Etages 8 et 9	Etage 10
<b>Sections</b>	65×65	65×60	60×55	50×50	45×50	45×40	35×35
<b><math>N_{ser}</math> (MN)</b>	2,32	2,102	1,735	1,253	0,8	0,437	0,135
<b><math>M_{ser}</math> (MN.m)</b>	0,038	0,068	0,056	0,047	0,045	0,043	0,017
<b>Type de section</b>	<b>S.P.C</b>	<b>S.P.C</b>	<b>S.P.C</b>	<b>S.P.C</b>	<b>S.P.C</b>	<b>S.P.C</b>	<b>S.P.C</b>
<b>d (cm)</b>	62	62	57	47	47	42	32
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	36,7	36,7	31,04	20,36	17,09	17,09	10,68
<b>C(m)</b>	-0.309	-0.29	-0.28	-0.21	-0.19	-0.13	-0.49
<b>P(m<sup>2</sup>)</b>	0.186	0.24	0.21	0.115	0.114	0.16	0.094
<b>q(m<sup>3</sup>)</b>	-0.379	-0.408	-0.318	-0.151	-0.136	-0.111	-0.037
<b>Yc(m)</b>	0.76	0.5	0.797	0.769	0.76	0.56	0.27
<b>Y(m)</b>	0.451	0.207	0.529	0.556	0.566	0.56	0.221
<b><math>\sigma_{bc}</math> (MPa)</b>	11.90	13.28	5.72	4.17	3.4	0.43	2.35

$\sigma_{sc}$ (MPa)	170.76	186.35	82.36	59.84	50.47	48.12	31.36
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15	15
$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	201.63	201.63	201.63	201.63	201.63	201.63	201.63
<b>Observation</b>	<i>Vérifiée</i>						

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau V.7.** Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Sections (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	$\lambda_g$	$\rho_d$	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
S.Sol et E.sol	65x65	1,407	2,16	0,04	62	63,689	0,16	1,00	<i>Vérifiée</i>
		2,716	4,18						
RDC+ 1	65x60	1,89	3,15	0,04	62	196,3659	0,53	1,00	<i>Vérifiée</i>
Etages 2 et 3	60x55	1,89	3,44	0,04	57	134,5509	0,43	1,00	<i>Vérifiée</i>
Etages 4 et 5	50x50	1,89	3,78	0,04	47	137,0837	0,58	1,00	<i>Vérifiée</i>
Etages 6 et 7	45x50	1,89	4,2	0,04	47	113,8462	0,6	1,00	<i>Vérifiée</i>
Etages 8 et 9	45x40	1,89	4,725	0,04	42	87,9745	0,52	1,00	<i>Vérifiée</i>
Etages 10	35x35	1,75	5	0,075	32	33,8981	0,3	1,875	<i>Vérifiée</i>

➤ **Détermination de la zone nodale**

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques).

➤ **Dispositions constructives**

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- Longueur des crochets :  $L = 10 \times \phi_1 = 10 \times 1.2 = 12\text{cm}$ .
- Longueur de recouvrement :  $lr \geq 40 \times \phi$  :

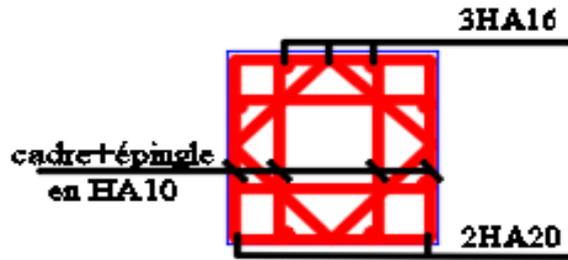
Pour  $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 65\text{cm}$ .

Pour  $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 60\text{cm}$ .

Pour  $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48\text{cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 50\text{cm}$ .

➤ **Schémas de ferrailage des poteaux**

Nous exposerons ici un seul schéma de ferrailage de poteau RDC, et le reste des schémas vont être donnés en Annexes 3.



**Figure V.3.** schéma de ferrailage des poteaux RDC

**3 Etude des poutres**

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ \begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q - E \end{array} \dots\dots Accidentelles \\ 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

**3.1 Recommandations**

➤ **Armatures longitudinales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% de la section du béton en zone courante.

6% de la section du béton en zone de recouvrement.

- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\Phi$  en zone IIa.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

➤ **Armatures transversales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $0.3\% st \times h$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale}$$

### Remarque

La valeur du diamètre  $\emptyset_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

## 3.2 Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel ETABS 2016.

### ↳ Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale du niveau RDC qui est sollicitée avec :

$$\left. \begin{array}{l} M_a = 133.7809 \text{ KN.m} \\ M_t = 104.1816 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{ELA}$$

$$h = 45 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 42 \text{ cm} ; d' = 3 \text{ cm (FPN)}$$

### ➤ Armatures en appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{133,7809 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.42^2 \times 18.47} = 0.137 < 0.186 \quad \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.137 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.185 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.389 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$A_t = \frac{M_t}{z f_{st}} = \frac{133.7809 \times 10^{-3}}{0.389 \times 400} = 8.59 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.69 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_s = 5\text{HA}16 = 10.05 \text{ cm}^2$

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{104.1816 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.42^2 \times 18.47} = 0.106 < 0.186 \quad \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.106 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.140 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.396 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$A_t = \frac{M_t}{z f_{st}} = \frac{104.1816 \times 10^{-3}}{0.396 \times 400} = 6.58 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.69 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_s = 3\text{HA}16 + 2\text{HA}12 = 8.29 \text{ cm}^2$

**Tableau V.8.** Ferrailage des poutres principales (30×45) cm<sup>2</sup>

Niveaux	Localisation	M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
S.Sol et E.Sol	Travée	65,197	4,67	6,75	6,88	3HA14+2HA12
	Appui	-76,0154	5,49			3HA14+2HA12
RDC+1	Travée	82,7865	5,93		6,88	3HA14+2HA12
	Appui	-103,3725	7,5		8,01	3HA14+3HA12
Etages 2+3	Travée	104,1816	7,55		8,29	3HA16+2HA12
	Appui	-133,7809	9,89		10,05	5HA16
Etages 4+5	Travée	101,093	7,32		8,29	3HA16+2HA12
	Appui	-138,7055	10,28		10,65	3HA16+3HA14
Etages 6+7	Travée	84,7112	6,07		6,88	3HA14+2HA12
	Appui	-123,9305	9,10		9,24	6HA14
Etages 8+9	Travée	64,2844	4,55		6,88	3HA14+2HA12
	Appui	-109,6932	7,98		8,01	3HA14+3HA12
Etages 10	Travée	29,6091	2,06		6,88	3HA14+2HA12
	Appui	-66,3311	4,7			3HA14+2HA12

**Tableau V.9.** Ferrailage des poutres secondaires (35×35) cm<sup>2</sup>

Niveaux	Localisation	M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
S.Sol et E.Sol	appui	-70,2861	6,82	6,125	6,88	3HA14+2HA12
	Travée	19,7503	1,8			3HA14+2HA12
RDC+1	appui	-79,3558	7,61		7,7	5HA14
	Travée	73,6551	7,03			5HA14
Etages 2+3	appui	-112,5032	11,14		11,59	5HA16+1HA14
	Travée	97,374	9,5		10,05	5HA16
Etages 4+5	appui	-114,2086	11,33		11,59	5HA16+1HA14
	Travée	92,6652	9,002		10,05	5HA16
Etages 6+7	appui	-99,3104	9,71		10,05	5HA16
	Travée	72,3945	6,9		8,29	3HA16+1HA14
Etages 8+9	appui	-75,1709	7,18		7,7	5HA14

	<b>Travée</b>	48,4333	4,52		6,88	3HA14+2HA12
<b>Etages 10</b>	<b>appui</b>	-25,5917	2,34			3HA14+2HA12
	<b>Travée</b>	25,4134	2,34		6,88	3HA14+2HA12

➤ **Armatures transversales**

❖ **Calcul de  $\phi_t$**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(12; 11,43; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(12; 10; 35) \text{ mm} \end{cases}$$

avec:  $\begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (35 \times 35) \text{ cm}^2 \end{cases}$

Soit  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  et  $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (1cadre + 1 étrier)

❖ **Calcul des espacements  $St$**

D'après le **RPA99/2003 (Art7.5.2.2)** :

**En zone nodale:**  $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 08 \text{ cm} \end{cases}$

**En zone courantes:**  $St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 15 \text{ cm} \end{cases}$

❖ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

On a  $A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 3,14 \text{ cm}^2$  ..... *Vérifiée*

$A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 1,575 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$  ..... *Vérifiée*

❖ **Calcul des longueurs de recouvrement**

Pour  $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 65 \text{ cm}$ .

Pour  $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 60 \text{ cm}$ .

Pour  $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 50 \text{ cm}$ .

➤ **Vérifications nécessaires**

❖ **Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales**

Pour l'ensemble des poutres :

**En zone de recouvrement :**  $A_{max} = 4\%(b \times h)$

✓ Poutres principales :  $A_{max} = 48 \text{ cm}^2$

✓ Poutres principales :  $A_{max} = 42 \text{ cm}^2$

**En zone courante :**  $A_{max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales :  $A_{max} = 48 \text{ cm}^2$

✓ Poutres principales :  $A_{max} = 42 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

#### ❖ Vérifications à l'ELU

##### Condition de non fragilité

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\min}=1,521 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min}=1,352 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \text{vérifiée}$$

##### Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront sûrement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V.10.** Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	$V^{\max}$ (KN)	$\tau_{bu}$ (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
Principale	138,905	1,1	3,33	Vérifiée
Secondaires	151,1036	1,35	3,33	Vérifiée

##### Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Pour les appuis de rives:  $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires:  $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{max} + \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

**Tableau V.11.** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	$V^{\max}$ (KN)	$M_a$ (KN.m)	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{inter}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	138,905	-79,3558	10,65	3,99	- 2,04	Vérifiée
Secondaires	151,1036	-133,7809	11,59	4,34	- 9,01	Vérifiée

#### ❖ Vérification à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

##### Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

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

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

**Tableau V.12.** Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	$M^{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I ( $cm^4$ )	Contraintes		Observation
					$\sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
Principales	Appui	67,1693	16,48	148798,544	7,439	15	Vérifiée
	Travée	49,19	14,96	124400,664	5,915	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	54,7833	13,54	88203,507	8,409	15	Vérifiée
	Travée	24,9733	12,84	80038,742	4,006	15	Vérifiée

➤ **Vérification de l'état limite de déformation**

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

$$1) h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$$

$$2) A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$$

$$3) L < 8 \text{ m}$$

➤ **Poutre principale**

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0,45}{5} = 0,09 > \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t^{max}}{10 \times M_0}\right) = 0,0625$$

$$2) \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 < \frac{A_s}{b \times d} = \frac{10,65}{30 \times 42} = 0,00845$$

$$3) L = 5 \text{ m} < 8 \text{ m}$$

➤ **Poutre secondaire**

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0,35}{4,45} = 0,08 > \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t^{max}}{10 \times M_0}\right) = 0,0625$$

$$2) \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 < \frac{A_s}{b \times d} = \frac{11,59}{35 \times 32} = 0,0103$$

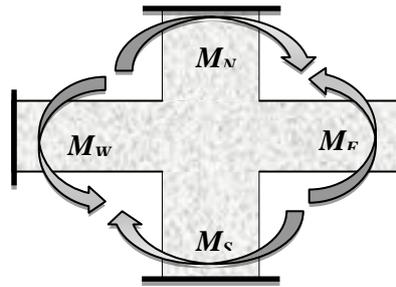
$$3) L = 4,45 < 8 \text{ m}$$

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Vérification de la zone nodale**

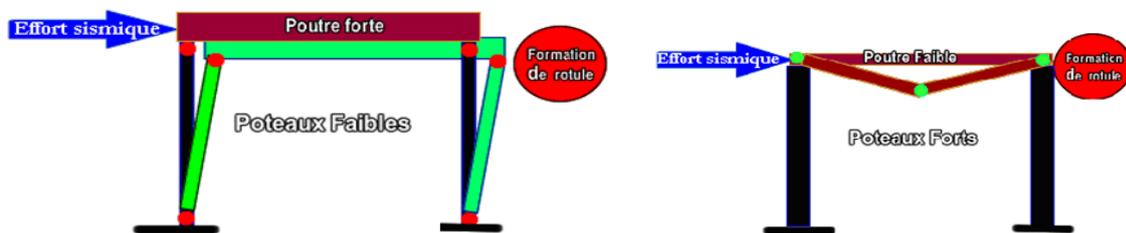
Le **RPA99/2003(Art 7.6.2)** exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1,25 \times (|M_W| + |M_E|)$$



**Figure V.4.** Répartition des moments dans les zones nodales

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.



**Figure V.5.** Formation de rotules plastique

➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :**

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

- ✓ Dimensions de la section du béton ;
- ✓ Quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_s \quad \text{Avec:} \quad z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

**Tableau V.13.** Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	Mr (KN.m)
S.Sol et E.Sol	0,65	0,585	18,35	348	373.565
RDC+1	0,6	0,54	18.35	348	344.835
Etages 2+3	0,6	0,54	15.52	348	291.65
Etages 4+5	0,5	0,45	10.18	348	159.42
Etages 6+7	0,45	0,405	8.545	348	120.435
Etages 8+9	0,45	0,405	8,545	348	120.435
Etages 10	0,35	0,315		348	58.535

**Tableau V.14.** Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	Mr (KN.m)
S.Sol et E.Sol	45	40,5	6,88	348	96,967
RDC+1	45	40,5	8,01	348	112,89
Etages 2+3	45	40,5	10,05	348	147,987
Etages 4+5	45	40,5	10,65	348	150,10
Etages 6+7	45	40,5	9,24	348	130,23
Etages 8+9	45	40,5	8,01	348	112,893
Etages 10	45	40,5	6,88	348	96,967

**Tableau V.15.** Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	Mr (KN.m)
S.Sol et E.Sol	35	31,5	6,88	348	75,42
RDC+1	35	31,5	7,7	348	84,41
Etages 2+3	35	31,5	11,59	348	127,05
Etages 4+5	35	31,5	11,59	348	127,05
Etages 6+7	35	31,5	10,05	348	110,17
Etages 8+9	35	31,5	7,70	348	84,41
Etages 10	35	31,5	6,88	348	75,42

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.16.** Vérification des zones nodales selon le sens principal

Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
E. sol	373.565	373.565	747.13	96,967	96,967	242,42	<b>vérifiée</b>
RDC	344.835	373.565	747.13	96,967	112,89	262,32	<b>vérifiée</b>
1 <sup>ème</sup>	344.835	344.835	689.67	96,967	112,89	262,32	<b>vérifiée</b>
2 <sup>ème</sup>	291.65	344.835	636.485	116,84	147,987	331,04	<b>vérifiée</b>
3 <sup>ème</sup>	291.65	291.65	583.3	116,84	147,987	331,04	<b>vérifiée</b>

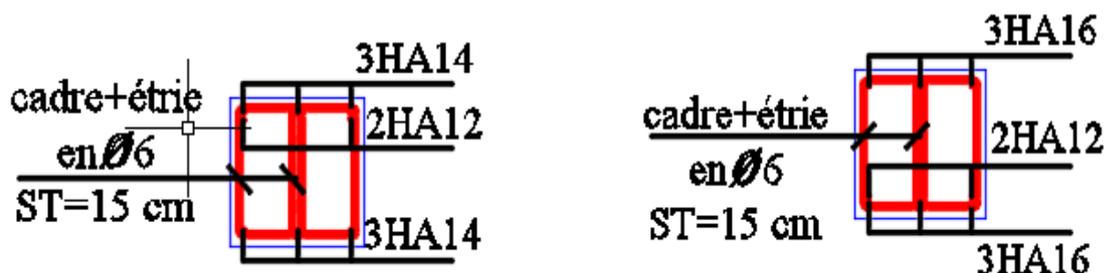
4 <sup>ème</sup>	159.42	291.65	451.07	116,84	150,10	333,68	vérifiée
5 <sup>ème</sup>	159.42	159.42	318.84	116,84	150,10	333,68	vérifiée
6 <sup>ème</sup>	120.435	159.42	279.855	96,967	130,23	284	vérifiée
7 <sup>ème</sup>	120.435	120.435	240.87	96,967	130,23	284	vérifiée
8 <sup>ème</sup>	120.435	120.435	240.87	96,967	112,983	262,44	vérifiée
9 <sup>ème</sup>	120.435	120.435	240.87	96,967	112,983	262,44	vérifiée
10 <sup>ème</sup>	58.535	120.435	178.97	96,967	96,967	242,42	vérifiée

**Tableau V.17.** Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
E.sol	373.565	373.565	747.13	75,42	75,42	188,55	vérifiée
RDC	344.835	373.565	747.13	108,53	84,41	241,175	vérifiée
1 <sup>ème</sup>	344.835	344.835	689.67	108,53	84,41	241,175	vérifiée
2 <sup>ème</sup>	291.65	344.835	636.485	110,17	127,05	296,53	vérifiée
3 <sup>ème</sup>	291.65	291.65	583.3	110,17	127,05	296,53	vérifiée
4 <sup>ème</sup>	159.42	291.65	451.07	110,17	127,05	296,53	vérifiée
5 <sup>ème</sup>	159.42	159.42	318.84	110,17	127,05	296,53	vérifiée
6 <sup>ème</sup>	120.435	159.42	279.855	90,875	110,17	251,31	vérifiée
7 <sup>ème</sup>	120.435	120.435	240.87	90,875	110,17	251,31	vérifiée
8 <sup>ème</sup>	120.435	120.435	240.87	75,42	84,41	199,79	vérifiée
9 <sup>ème</sup>	120.435	120.435	240.87	75,42	84,41	199,79	vérifiée
10 <sup>ème</sup>	58.535	120.435	178.97	75,42	75,42	188,55	vérifiée

➤ **Schémas de ferrailage des poutres**

Nous exposerons ici un seul schéma de ferrailage des poutres principales du plancher RDC, et le reste des schémas vont être donnés en Annexes 4.



**Figure V.6.** Schéma de ferrailage de poutre principale du RDC

## 4 Étude des voiles

### 4.1 Introduction

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- 1).  $1.35G + 1.5Q$
- 2).  $G + Q \pm E$
- 3).  $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

### 4.2 Recommandation du RPA99 version 2003

#### ➤ Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton,  $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec :  $l_t$  : longueur de la zone tendue,

$e$  : épaisseur du voile.

- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la longueur du voile
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

#### ➤ Armatures Horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

#### ➤ Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m<sup>2</sup>.

➤ **Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]**

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %

- En zone courante 0,10 %

- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est  $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

1)  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

2)  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### 4.3 Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel etabs2016, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.19.** Sollicitations maximales dans le voile  $V_x // \text{à } X-X'$

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_u$ (KN)
	N(KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
<b>RDC</b>	1200.4207	26.5507	203.7421	564.5049	314.7894	176.679	104.8279

### 4.4 Ferrailages

➤ **Calcul du ferrailage sous N et M :**

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $e \times l$ ).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 1.8 \text{ m}, d = 1.75 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}.$$

$$1) M_{max} = 203.7421 \text{ KN (comp)}, N_{cor} = 564.5049 \text{ KN. m}.$$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0.36 \text{ m} < \frac{l}{2} = 0.9 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'intérieur de la section}$$

$$N_u(d-d') - M_{ua} = 0.275 MN.m < (0.337 h - 0.81 d') b h f_{bu} = 3.76 MN.m$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 203.7421 + (564.5049) \times \left(1.75 - \frac{1.8}{2}\right) = 683.57 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{683.57 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.75^2 \times 18.47} = 0.06$$

$$\mu_{bu} = 0.06 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

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

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.75(1 - 0.4 \times 0.078) = 1.695 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{683.57 \times 10^{-3}}{1.695 \times 400} = 10.09 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -4.02 \text{ cm}^2$$

- 2)  $N = 1200.4207 \text{ KN}$        $M = 26.5507 \text{ KN.m (SPC)} \Rightarrow A = 0.99 \text{ cm}^2$   
 3)  $N = 314.7894 \text{ KN}$        $M = 176.68 \text{ KN.m (SPC)} \Rightarrow A = 0.8 \text{ cm}^2$   
 $A = \max(A_1; A_2; A_3) = 0.99 \text{ cm}^2$

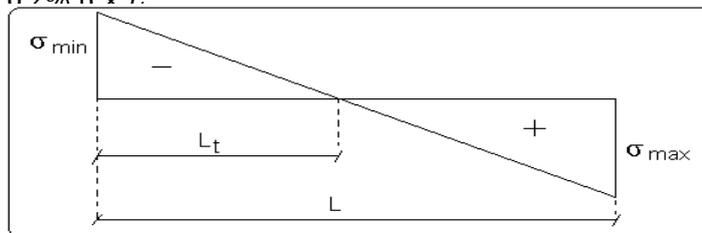
➤ **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a :  $A_{\min} = 0.15\% b \times h = 0.15\% \times 0.2 \times 1.8 = 5.4 \text{ cm}^2$

❖ **Longueur de la partie tendue  $L_t$**

tendu

$$A_{\min} = 0.20\% b \times l.$$



**Figure V.7.** Schéma des contraintes

$$l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{564.5049 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.8} + \frac{203.7421 \times 10^{-3}}{0.0972} \times 0.9 = 3.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{564.5049 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.8} - \frac{203.7421 \times 10^{-3}}{0.0972} \times 0.9 = -0.318 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{0.318 \times 1.8}{3.45 + 0.318} = 0.16 \text{ m}$$

$$A_{min}^{tendu} = 0.2\% \cdot 0,2 \times 0.16 = 0.64 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% \cdot b \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t = 1.8 - 2 \times 0.16$$

$$l_c = 1.48 \text{ m}$$

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% \times 0,2 \times 1.48 = 2.96 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Avec -  $S_t = 10 \text{ cm}$  sur une longueur de  $L/10$  du voile

-  $S_t = 20 \text{ cm}$  En dehors de  $L/10$  du voile

➤ **Armatures horizontales**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 104.8279 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 104.8279 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1.75} = 0.42 \text{ MPa}$$

✓ **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

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

$$A_h = \frac{0.42 \times 0,2 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

**Tableau V.20.** Sollicitations et ferrailage des voiles sens X-X' :

Niveau	E.Sol	RDC ...6 <sup>eme</sup> etage	7 <sup>eme</sup> ...10
<b>Section</b>	0,2×1,8	0,15×1.8	0,15×1.7
<b>N(KN)</b>	564,5049	236.1	292.7218
<b>M(KN.m)</b>	203.7421	650.2873	114.3407
<b>V(KN)</b>	104.8279	310.8482	119.6255
<b>τ (MPa)</b>	0,42	1.61	0,84

$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	-4.02	6.93	1.91
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	5.4	4.05	3.825
$L_t$	0.16	0,8	0,76
$A_{min}^{tendu}$ (cm <sup>2</sup> )	0.64	2,4	2.28
$N^{barre}/face$	10HA10	10HA10	10HA10
$A_{z.tendu}$	7,85	7,85	7.85
$S_t(cm)$	20	20	20
$A_{min}^{comp}$ (cm <sup>2</sup> )	2.96	1,74	0.38
$A_{z.compr}$	3.08	2,26	1.57
$N^{barre}/face$	2HA14	2HA12	2HA10
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0,52	1.51	1.05
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,6	0,45	0,45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	1,57	1.57	1,57
$N^{barre}$	2HA10	2HA10	2HA10
$S_t(cm)$	20	20	20

**Tableau V.21.** Sollicitations et ferrailage des voile selon le sens Y-Y'

Niveau	E.Sol	RDC ...6 <sup>eme</sup> etage	7 <sup>eme</sup> ...10
<b>Section</b>	0,2×1,8	0,15×1.8	0,15×1.7
<b>N(KN)</b>	419.6232	1788.1897	273.9746
<b>M(KN.m)</b>	129.4612	785.0375	123.5566
<b>V(KN)</b>	95.6814	474.9729	129.0514
$\tau$ (MPa)	0.38	2.53	0.73
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	-3.39	-5.4	-1.53
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	5.4	4.05	3.825
$L_t$	0.025	0.285	0,316
$A_{min}^{tendu}$ (cm <sup>2</sup> )	0.1	0.855	0,95

$A_{z.tendu}$	6.28	6.28	6.28
$N^{barre}/face$	8HA10	8HA10	8HA10
$S_t(cm)$	10	20	20
$A_{min}^{comp} (cm^2)$	3.5	1,845	1.61
$A_{z.compr}$	4.71	4.71	4.71
$N^{barre}/face$	6HA10	6HA10	6HA10
$A_h^{cal} (cm^2)$	0.475	2.37	0,684
$A_h^{min} (cm^2)$	0,6	0,45	0,45
$N^{barre}$	2HA10	2HA14	2HA10
$A_h^{adop} (cm^2)$	1,57	3.08	1,57
$S_t(cm)$	20	20	20

### Schéma de ferrailage

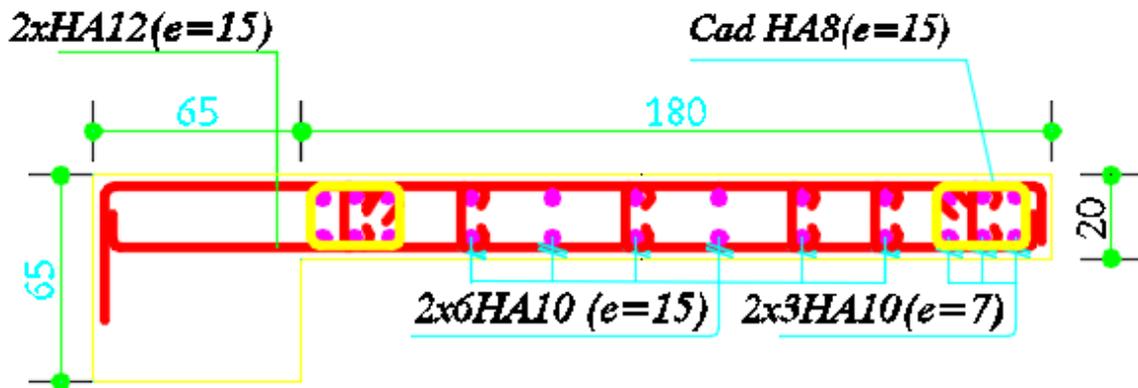


Figure V.8. schéma de ferrailage du voile RDC

## Chapitre VI : l'infrastructure

### 1 Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

### 2 Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

### 3 Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

➤ Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,6 bar pour une profondeur d'ancrage de 1.5

### 4 Choix du type de fondation

#### 4.1 Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

$N$  : L'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel Etabs 2016.

$$N = 3178.2946 \text{ KN}$$

$S$  : Surface d'appuis de la semelle.  $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.  $\bar{\sigma}_{sol} = 1,6 \text{ bar}$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,65}{0,6655} \times \frac{3178.2946}{160}} \Rightarrow B \geq 4.45m$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1,75m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

#### 4.2 Vérification de la semelle filante.

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d'être la plus sollicitée.

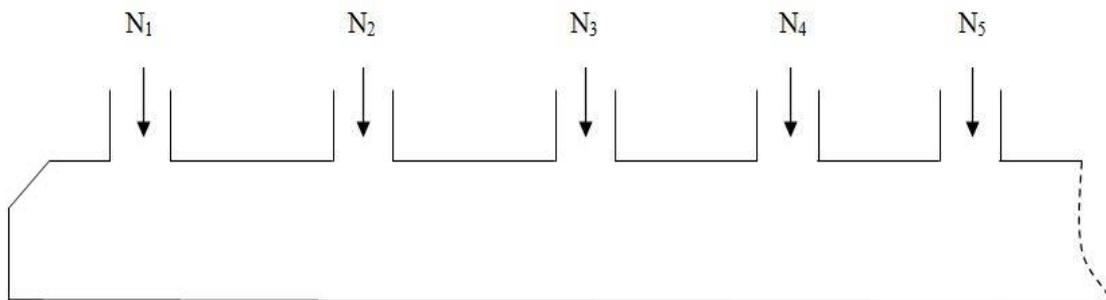


Figure VI.1. Semelle filante

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$N_i$ : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1604.6748 \text{ KN} ; N_5 = 1586.0991 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1306.7727 \text{ KN} ; N_6 = 1347.061 \text{ KN}$$

$$N_3 = 1586.8092 \text{ KN} ; N_7 = 1675.6124 \text{ KN}$$

$$N_4 = 776.3509 \text{ KN} ;$$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 9883.38 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{9883.38}{160 \times 18.8} = 2,73 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 1,75m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

#### 4.3 Radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;

- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution.

#### 4.3.1 Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

##### ➤ Condition de coffrage :

$h_t$  : hauteur des nervures.

$h_r$  : hauteur de la dalle.

$L_{max}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $L_{max} = 5m$ )

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

##### ➤ Condition de rigidité

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$K$  : coefficient de raideur du sol  $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$  (sol moyen);

$E$  : module d'élasticité du béton :  $E=3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$  ;

$b$  : largeur de la semelle ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la semelle ;}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 72.67 \text{ cm}$$

$$\text{Donc, } h_t \geq 72.67 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 75 \text{ cm}$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,80^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3,39 \text{ m}$$

$$L_{max} = 5 \leq \frac{\pi}{2} 3,39 = 5,32 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

##### ➤ Calcul de la surface du radier

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{29437.11}{160} = 183.98 \text{ m}^2$$

Donc, on peut prendre  $S_{rad} = S_{bat} = 250.22 \text{ m}^2$

#### 4.3.2 Dimensions du radier

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure  $h_t = 80 \text{ cm}$  ;

Hauteur de la table du radier  $h_r = 30 \text{ cm}$  ;

Enrobage  $d' = 5 \text{ cm}$ .

La surface du radier  $S_{rad} = 250.22 \text{ m}^2$

### 4.3.3 Vérifications nécessaires

#### ➤ Vérification de la contrainte dans le sol

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,16 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

$$I_x = 7208.06 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 12.25 \text{ m} \quad ; \quad I_y = 12409.94 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 7.39 \text{ m}$$

#### Remarque :

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient 3/2.

#### ❖ Sens X-X

Données :

$$N = 29.44 \text{ MN} ; M_x = 76.53 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{xG} = 7208.06 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{29.44}{250.22} + \frac{76.53}{7208.06} \times 7.39 = 0,195 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{29.44}{250.22} - \frac{76.53}{7208.06} \times 7.39 = 0,039 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,195 + 0,039}{4} = 0,156 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,16 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

#### ❖ Sens Y-Y

Données :

$$N = 29.44 \text{ MN} ; M_y = 81.494 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{yG} = 12409.94 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{29.44}{250.22} + \frac{81.494}{12409.94} \times 12.25 = 0,197 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{29.44}{250.22} - \frac{81.494}{12409.94} \times 12.25 = 0,037 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,197 + 0,037}{4} = 0,15$$

#### Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

$N_d$ : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 29.44 \text{ MN}$$

$$V_d = \frac{29.44 \times 5}{2 \times 250.22} = 294.11 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{294.11 \times 10^{-3}}{1 \times 2.5} = 0.117 \text{ m}, \quad \text{Soit } d = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_d$  : Effort normal de calcul.

$h_t$  : Hauteur total de la dalle du radier.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

❖ **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (65×65) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,65 + 0,8 = 1,45 \\ B = b + h_t = 0,65 + 0,8 = 1,45 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.8 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_d = 3.18 \text{ MN} \leq 0,045 \times 5.8 \times 0,8 \times \frac{25}{1,5} = 3.48 \text{ MN} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

**Vérification de la poussée hydrostatique :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1,15$  (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 250.22 \text{ m}^2$  (surface du radier).
- $H = 2.21 \text{ m}$ , (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 29.44 \text{ MN} > 1,15 \times 2.21 \times 250.22 \times 10 = 6.36 \text{ MKN} \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

**4.3.4 Ferrailage du radier général**

Le radier se calcul comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

➤ **Calcul des sollicitations**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$N_u$  : L'effort normal ultime donné par la structure

$$N_{rad} = 2001.76 \text{ KN}$$

$$N_{ner} = 1422,975 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u,cal} + N_{rad} + N_{ner} = 62779.87 + 2894,25 + 1422,975 = 67207.095 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{67207.095}{250.22} = 268.59 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 4.45 - 0,65 = 3.8m ; L_y = 5 - 0,65 = 4.35 m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.87 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0486 \\ \mu_y = 0,7244 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.0486 \times 268.59 \times 3.8^2 \\ M_{0y} = 0,7244 \times 188.49 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 188.49 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 136.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 141.37 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 102.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -94.25 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0,3) m<sup>2</sup>

**Tableau VI.1.** Section d'armatureur du radier

Localisation		M(KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres	St (cm)
Travée	X-X	141.37	17.8	2,556	21.99	7HA20	15
	Y-Y	102.4	12.52	2,40	18.85	6HA20	15
Appui		-94.25	11.48	2,71	12.06	7HA16	15

❖ **Condition de non fragilité**

On a e=30 cm > 12 cm et ρ=0,87 > 0,4

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \left( \frac{3 - 0,87}{2} \right) \times 0,3 = 2.556 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

N<sub>s</sub> : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 31296.5 \text{ MN}$$

$$Q_u = \frac{31296.5}{250.22} = 150.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0556 \\ \mu_y = 0,8074 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 120.49 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 97.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Les moments corrigés**

$$M_{tx} = 90.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 72.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -60.24 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes**

**Tableau VI.2.** Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation	$M_s$ KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.	
Travée	x-x	90.36	9.96	107547.5	8.37 < 15	Vérifiée	189.58 > 201,63	Vérifiée
	y-y	72.96	9.39	96496.15	7.1 < 15	Vérifiée	177.05 > 201,63	Vérifiée
appui	-60.24	8.37	77913.01	6.47 < 15	Vérifiée	192.82 > 201,63	Vérifiée	

❖ **Vérification des espacements**

Selon x-x:  $S_t \leq \begin{cases} \min(2,5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/7 = 14.28 \text{ cm} \end{cases}$

Selon y-y:  $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

**5 Etude des nervures**

**5.1 Définition des charges qui reviennent sur les nervures**

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures

❖ **Charges triangulaires**

$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$  : dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$  : Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.

**Remarque :**

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

❖ **Charges trapézoïdales**

$$q_m = \frac{P}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right]$$

Avec :

$q_m$ : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

$q_v$ : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

## 5.2 Calcul des sollicitations

### 1) Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \text{ avec : } \quad \text{Les longueurs fictives : } l' = \begin{cases} l \\ 0.8 \times l \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \text{ Avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

### 2) Moment en travée :

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x)$$

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

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

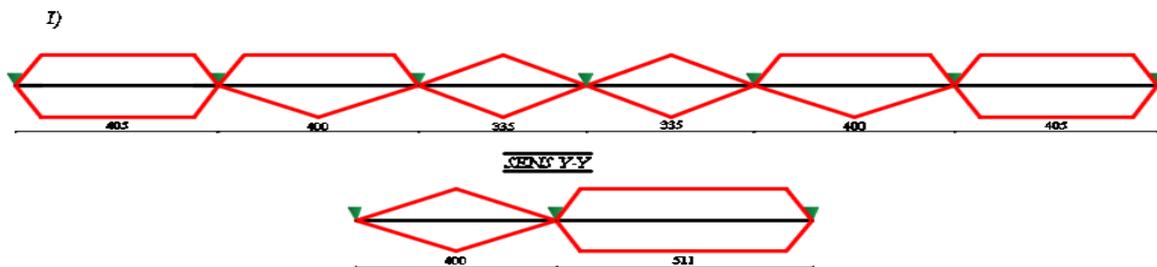


Figure VI.2. schéma statique de la nervure

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3. Sollicitations de la nervure dans les deux sens X et Y

Sens	Travée	L (m)	$q_m$ (KN)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$X_0$ (m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
X-X	AB	4.05	393.11	0	-749.34	1.55	474.87	611.03	-981.07
	BC	4	387.75	-749.34	-630.55	1.59	495.27	617.86	-933.14
	CD	3.35	335.22	-630.55	-442.59	1.28	274.99	429.38	-693.61
	DE	3.35	335.22	-442.59	-545.13	1.19	237.18	398.77	-724.22
	EF	4	387.75	-545.13	-739.12	1.52	449.97	590.72	-960.28
	FG	4.05	393.11	-739.12	0	2.02	806	790.05	-796.05
Y-Y	AB	4	400.27	0	-1017.62	1.36	372.57	546.13	-1054.95
	BC	5.1	571.21	-1017.62	0	2.55	1301.38	1020.69	-1020.69

**Tableaux VI.4.** Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens

Sens	Travée	$L$ (m)	$q_m$ (KN)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$X_0$ (m)	$M_t$ (KN.m)
X-X	AB	4.05	326.8	0	-622.94	1.55	394.77
	BC	4	321.78	-622.94	-523.27	1.59	408.52
	CD	3.35	253.82	-523.27	-335.12	1.28	208.22
	DE	3.35	253.82	-335.12	-412.76	1.19	179.59
	EF	4	321.78	-412.76	-613.37	1.52	373.41
	FG	4.05	326.78	-613.37	0	2.02	670.04
Y-Y	AB	4	303.07	0	-770.51	1.36	282.1
	BC	5.1	432.5	-770.51	0	2.55	985.35

### 5.3 Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.  $b_0$

#### 5.3.1 Détermination de la largeur b

On a :

$$h = 0.8 \text{ m} ; h_0 = 0,30 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,65 \text{ m} ; d = 0,75 \text{ m}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \text{(CBA. Art 4. 1. 3)}$$

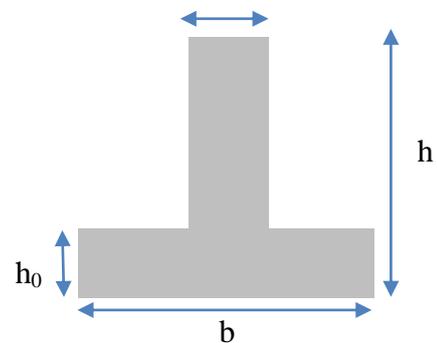
$$\frac{b - 0,65}{2} \leq \min(1,7 \text{ m} ; 0,4 \text{ m})$$

Donc,  $b = 1,50 \text{ m}$ .

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.5.** Résultats de ferrailage des nervures

Localisation		$M$ (KN.m)	$A_{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A_{adop}$ ( $cm^2$ )	Choix des barres
X-X	Travée	495.27	19.38	10.86	19.64	4HA25
	Appui	-749.34	29.44		29.45	6HA25



**Figure VI.3.** Schéma des nervures

<b>Y-Y</b>	<b>Travée</b>	<b>372.57</b>	<b>14.45</b>	<b>10.86</b>	<b>19.65</b>	<b>4HA25</b>
	<b>Appui</b>	<b>-1017.62</b>	<b>40.35</b>		<b>42.02</b>	<b>6HA25+ 4 HA20</b>

### 5.3.2 Armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(20; 21,43; 65)\text{mm}$$

Soit  $\phi_t = 10 \text{ mm}$  et  $A_{trans} = 4\phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2$  (2 cadres  $\phi_{10}$ )

### Espacement des aciers transversal

$$S_t \leq \min(h/4; 12; \phi_{lmin}) = \min(20; 12; 10*3) = 12 \text{ mm}$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales  $S_t = 12 \text{ cm}$ .

### 5.3.3 Vérifications nécessaires

#### ✓ Vérification des efforts tranchants à l'ELU

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$F.N \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Selon le Sens (x): } \tau_u = \frac{981.07 \times 10^{-3}}{1,5 \times 0,75} = 0,87 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Selon le Sens (y): } \tau_u = \frac{1020.69 \times 10^{-3}}{1,50 \times 0,75} = 0.907 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

#### ✓ Vérification des contraintes

**Tableau VI.6.** Vérification des contraintes à l'ELS

<b>Localisation</b>		<b><math>M_s</math></b> <b>(KN.m)</b>	<b>Y</b> <b>(cm)</b>	<b>I</b> <b>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b><math>\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}</math></b> <b>(MPa)</b>	<b>Obs.</b>	<b><math>\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}</math></b> <b>(MPa)</b>	<b>Obs.</b>
<b>X-X</b>	<b>Travée</b>	408.52	15.31	1229059.4	4.92<15	Vérifiée	287.6 >201,63	N. Vérifiée
	<b>Appui</b>	-622,94	18.28	1726600.49	6.59<15	Vérifiée	309.9 >201,63	N. Vérifiée
<b>Y-Y</b>	<b>Travée</b>	282,1	13.35	942770.113	3.99<15	Vérifiée	276.7 >201,63	N. Vérifiée
	<b>Appui</b>	-770,51	20.90	2227918.13	7.23<15	Vérifiée	280.7 >201,63	N. Vérifiée

### Remarque

Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS.

**Tableau VI.7.** Ferrailage des nervures à l'ELS

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$\beta$ ( $10^{-2}$ )	$\alpha$	$A_{cal}$ ( $cm^2 / ml$ )	$A_{adop}$ ( $cm^2 / ml$ )	$N^{bre}$ de barres
X-X	Travée	408.52	0.24	0.223	29.18	29.45	6HA25
	Appui	-622,94	0.37	0.287	45.55	48.3	6HA25+6HA20
Y-Y	Travée	282,1	0.16	0.218	20.12	25.13	8HA20
	Appui	-770,51	0.45	0.315	56.93	61.62	4HA32+6HA25

**Remarque**

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc,  $A_p = 3 \times 0,75 = 2,25 \text{ cm}^2$ .

Soit : 2HA14 =  $3,08 \text{ cm}^2$  par face.

**6 Etude de 2<sup>ème</sup> radier :**

**Conditions de coffrage :**

Conditions de coffrage :

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

Conditions de rigidité :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)} = 3,39$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 \cdot 3,216 \cdot 10^7}} = 72.67 \text{ cm soit } h_t = 80 \text{ cm}$$

$$L_{max} = 5 \text{ m} \leq \frac{\pi}{2} L_e = 5,32 \text{ m} \dots\dots\dots \text{verifier}$$

➤ **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{27,613}{160} = 172,58 \text{ m}^2 < S_{bat} = 252,95 \text{ m}^2$$

$$H_t = 80 \text{ cm} \quad H_r = 30 \text{ cm}$$

$$d' = 5 \text{ cm} \quad S_{rad} = 252,95 \text{ m}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol**

**Sens x-x' :**

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{max} = 0,2075 \text{ mpa}$$

$$\sigma_{min} = 0,0111 \text{ mpa} \rightarrow \sigma_{moy} = 0,1584 \text{ mpa} < 1,6 \text{ mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

$$N_d = 27,613 \text{ MN}$$

$$V_d = \frac{27,613 \times 5}{2 \times 252,95} = 272,88 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{272,88 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,109 \text{ m}, \text{ Soit } d = 25 \text{ cm}$$

**Vérification au poinçonnement**

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow N_d = 3.178 \text{ MN} \leq 0,045 \times 5.7 \times 0,8 \times \frac{25}{1,5} = 3.42 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification de la poussée hydrostatique :**

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

$$N = 27,613 \text{ MN} > 1,15 \times 1,5 \times 252,95 \times 10 = 4,364 \text{ MKN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

➤ **Ferraillage du radier général**

➤ **Calcul des sollicitations**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$$N_u = N_{u,cal} + N_{rad} + N_{ner} = 69235,42 \text{ Kn} \rightarrow Q_u = 273,71 \text{ kn/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité :  $l_x = 2,8 \text{ m}$  ,  $l_y = 4,35 \text{ m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.64 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0765 \\ \mu_y = 0,3472 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0765 \times 273,71 \times 2,8^2 \\ M_{0y} = 0,3472 \times 164,16 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 164,16 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ❖ Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 123,12 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 42,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -82,08 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0,3) m<sup>2</sup>

**Tableau VI.8.** Section d'armateur du radier 2

Localisation		M(KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres	St (cm)
Travée	X-X	123,12	15,29	2,83	18,85	6HA20	15
	Y-Y	42,75	5,04	2,40	7,70	5HA14	20
Appui		-82,08	9,92	3,26	10,05	5HA16	20

#### ❖ Condition de non fragilité

On a e =30 cm > 15 cm et ρ=0,64 > 0,4

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r = 0,0008 \left(\frac{3-0,64}{2}\right) \times 0,3 = 2,83 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Vérification à l'ELS

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$$N_s = 31782,946 \text{ MN}$$

$$Q_u = \frac{31782,946}{252,95} = 125,65 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0819 \\ \mu_y = 0,5117 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 80,68 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 41,284 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Les moments corrigés

$$M_{tx} = 60,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 30,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -40,34 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes

Tableau VI.9. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		$M_s$ KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	60,51	9,84	115018,63	5,17 < 15	Vérifiée	138,88 < 201,63	Vérifiée
	y-y	30,96	6,82	57609,055	3,66 < 15	Vérifiée	162,67 < 201,63	Vérifiée
appui		-40,34	7,64	71367,19	4,32 < 15	Vérifiée	164,15 < 201,63	Vérifiée

❖ Vérification des espacements

Selon x-x:  $S_t \leq \begin{cases} \min(2,5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/6 = 16,67 \text{ cm} \end{cases}$

Selon y-y:  $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Schéma de ferrailage

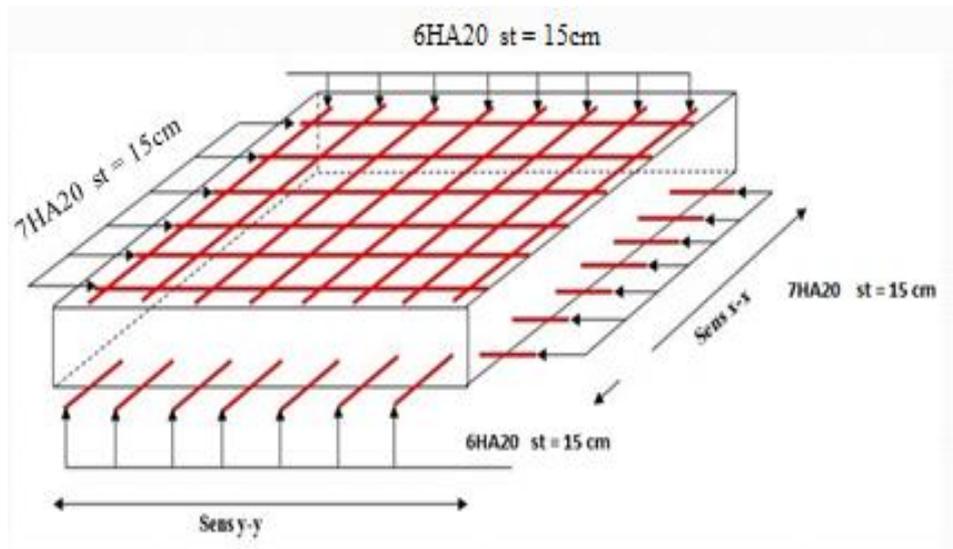


Figure VI.4. schéma de ferrailage de radier

## 7 Etudedes nervures 2:

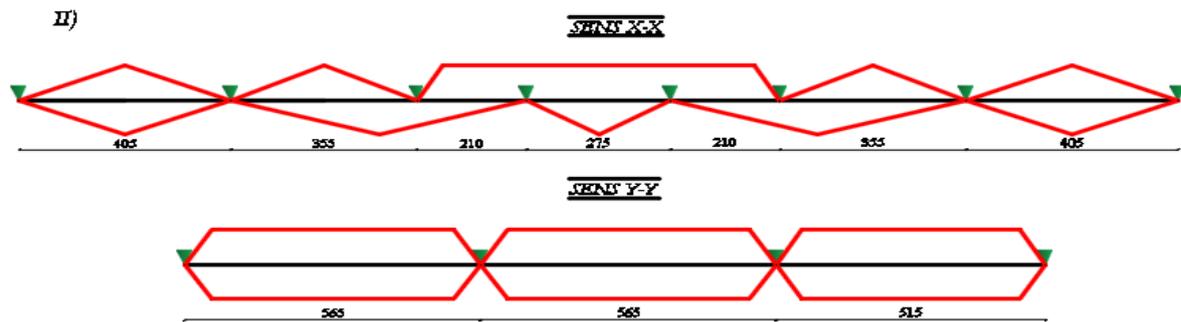


Figure VI.5. schéma statique de la nervure 2

Le même calcul pour la deuxième base

Tableau VI.10. Sollicitations de la nervure dans les deux sens X et Y

sens	Travée	$L$ (m)	$q_m$ (KN)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$X_0$ (m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
X-X	AB	4.05	324	0	-557.57	1.6	414.77	518.43	-793.77
	BC	3.55	284	-557.57	-981.59	0.574	460.83	163.09	-845.11
	CD	6.95	483.11	-981.59	-559.33	2.86	879.13	1382.5	-1975.11
	DE	3.55	284	-559.33	-488.731	1.29	236.39	366.43	-641.77
	EF	4.05	324	-488.731	0	2.025	664.301	656.1	-656.1
Y-Y	AB	5.65	535.5	0	-911.12	2.16	1049.55	956.84	-1268.74
	BC	5.65	518.54	-911.12	-890.34	2.214	970.79	1048.002	-1681.75
	CD	5.15	449.08	-890.34	0	2.575	1088.84	1156.38	-1156.38

Tableau VI.11. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens

sens	Travée	$L$ (m)	$q_m$ (KN)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$X_0$ (m)	$M_t$ (KN.m)
X-X	AB	4.05	264.6	0	-454.31	1.6	337.96
	BC	3.55	231.94	-454.31	-758.68	0.574	318.24
	CD	6.95	394.45	-758.68	-681.4	2.86	805.11
	DE	3.55	231.94	-681.4	-399.14	1.29	193.06
	EF	4.05	264.6	-399.14	0	2.025	542.51
Y-Y	AB	5.65	437.32	0	-767.15	2.16	827.46
	BC	5.65	423.72	-767.15	-652.96	2.214	798.412
	CD	5.15	366.75	-652.96	0	2.575	705.89

**Tableau VI.12.** Vérification des contraintes à l'ELS

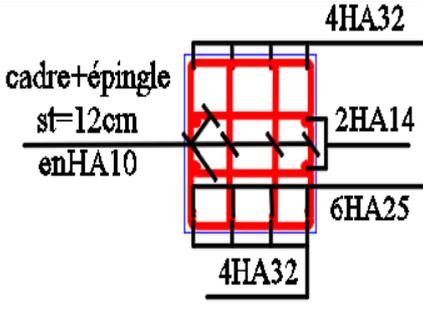
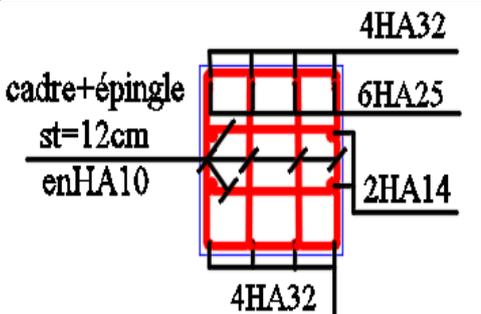
Localisation		$M_s$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
X-X	Travée	805.11	24.86	3091906.67	6.48<15	Vérifiée	195.85 < 201,63	Vérifiée
	Appui	-758.68	24.28	2958369.88	6.23<15	Vérifiée	192.4<201,63	Vérifiée
Y-Y	Travée	827.46	24.86	3091906.67	6.65<15	Vérifiée	195.1<201,63	Vérifiée
	Appui	-767.15	24.28	2958369.88	6.3<15	Vérifiée	190.28<201,63	Vérifiée

Alors on adopte pour le ferrailage :

Localisation		Choix des barres
X-X	Travée	4HA32+6HA25
	Appui	4HA32+6HA25
Y-Y	Travée	4HA32+6HA25
	Appui	4HA32+6HA25

**Schéma de ferrailage**

sens	dimension	En appuis	En travée
Sens X-X	150*80		
Sens Y-Y			

Base 2		
-----------	---	--

## 8 Etude du voile Périphérique

D'après le **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)**, Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

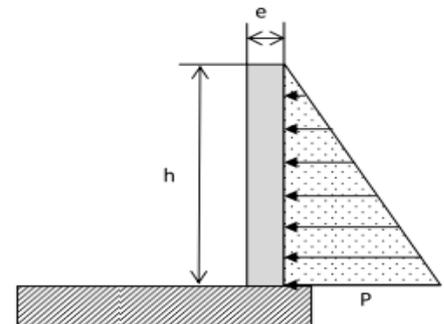
- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

### 8.1 Dimensionnement des voiles

- Hauteur  $h=4,08$  m
- Longueur  $L=3,4$  m
- Épaisseur  $e=20$  cm

#### ➤ Caractéristiques du sol

- Poids spécifique  $\gamma_h = 19 \text{ KN}/\text{m}^3$
- Cohésion (Sol non cohérent)  $c = 0,5 \text{ bar}$
- Angle de frottement : Vu la nature du sol rencontrée



**Figure VI.6.** Poussée des terres sur les voiles périphériques

Le sous sol du site est constitué par :

- Argiles graveleuses.
- Argiles beiges a jaunâtres .
- Marnes schisteuses moyennement compactes a compactes.

se situe dans l'intervalle suivant :

$$\varphi \in [8^\circ - 15^\circ] = 12^\circ$$

#### ➤ Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

- ✓ **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Pour le cas le plus défavorable C=0

$$G = 4,08 \times 19 \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{12}{2}\right) = 50,84 \text{ KN/m}^2$$

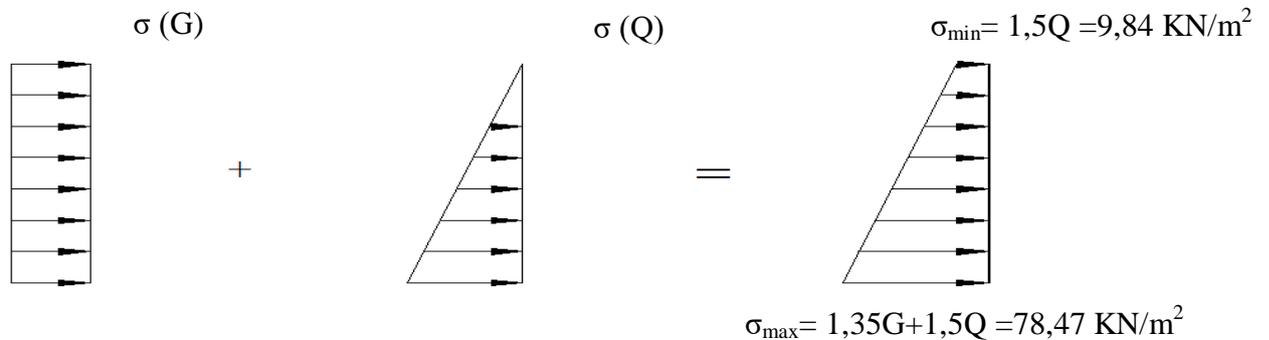
### ✓ Surcharge accidentelle

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 6,56 \text{ KN/m}^2$$

## 8.2 Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.



Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 78,47 + 9,84}{4} = 61,31 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 61,31 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 3,40 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 4,08 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$$\rho = 3,4/4,08 = 0,83 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

### ➤ Calcul des moments isostatiques

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,83 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,6494 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0528 \times 61,31 \times 4,08^2 = 53,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,6494 \times M_{0x} = 35 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,75 M_{0x} = 40,42 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 26,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 M_{0x} = -26,94 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :  $A_{min} = 0,1\% \times b \times h$

**Tableau VI.13.** Ferrailage des voiles périphérique

Localisation	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	
Travée	X-X	40,42	0,034	0,044	0,167	7,21	2	7HA16 = 14,07
	Y-Y	26,25	0,064	0,083	0,164	4,59	2	5HA16 = 10,05
Appui		-26,94	0,066	0,085	0,164	4,71	2	5HA16 = 10,05

✓ **Espacements**

Sens x-x :  $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Sens y-y :  $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Vérifications**

$$\rho = 0,83 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 14$$

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

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,83) 100 \times 20 = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{61,31 \times 4,08}{2} \times \frac{3,4^4}{4,08^4 + 3,4^4} = 40,69 \text{KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{61,31 \times 3,4}{2} \times \frac{4,08^4}{3,4^4 + 4,08^4} = 70,31 \text{KN}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,413 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,1667 \text{MPa}$$

➤ **Vérification A L'ELS**

$$\rho = 0,75 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0956 \\ \mu_y = 0,7518 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 57,4 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 6,56 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 57,4 + 6,56}{4} = 44,69 \text{KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 44,69 \text{KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0,0956 \times 57,4 \times 4,08^2 = 91,35 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,7518 \times M_{0x} = 68,68 \text{KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,75 M_{0x} = 68,51 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 51,51 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 M_{0x} = -45,67 \text{KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes**

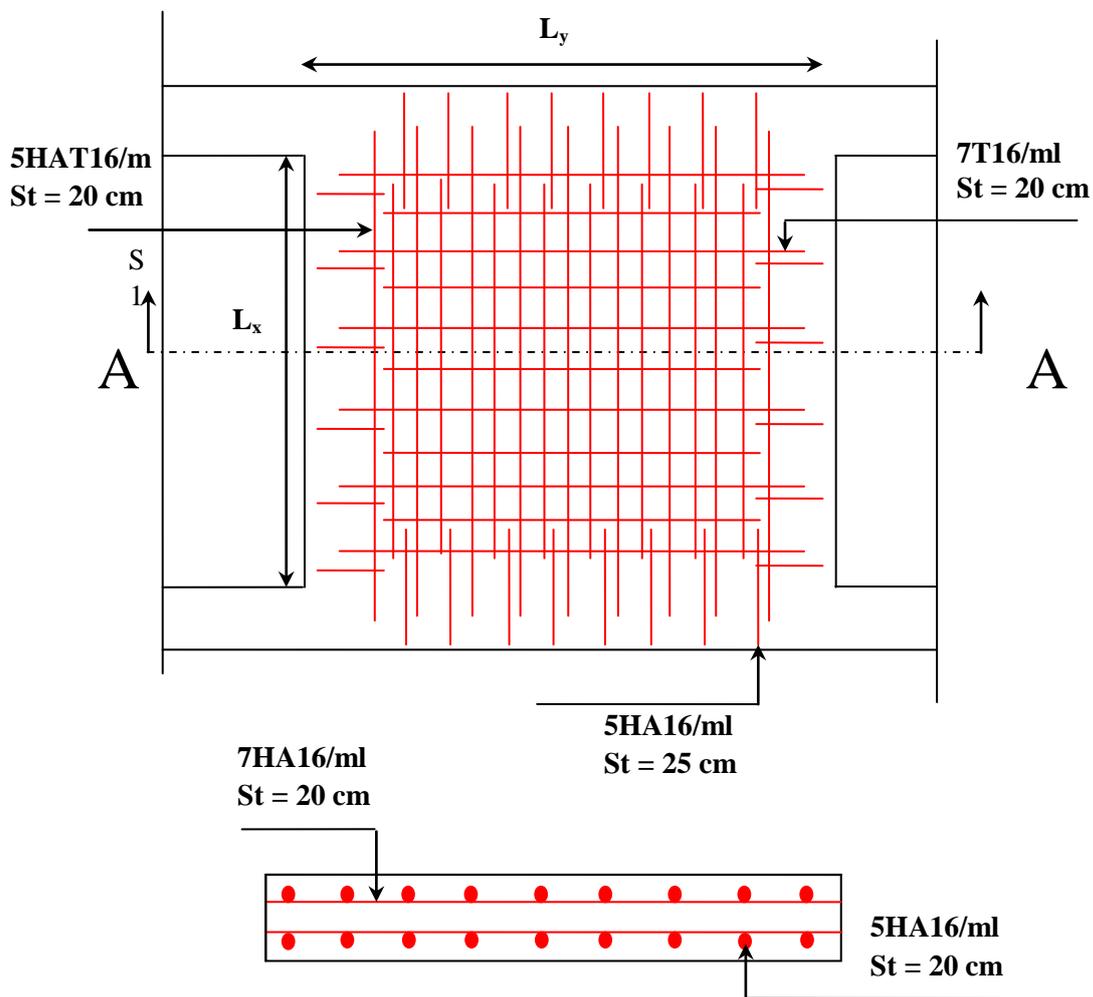
$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

**Tableau VI.14.** Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		$M^s$ KN.m	Y (cm)	I ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	68,51	10,84	50470,8	14,7 < 15	Vérifiée	125,42 < 201,63	Vérifiée
	y-y	51,51	8,82	32977,96	13,7 < 15	Vérifiée	191,56 < 201,63	Vérifiée
Appui		45,67	8,82	32977,96	12,2 < 15	Vérifiée	169,85 < 201,63	Vérifiée

**Schéma de ferrailage du voile périphérique**



**Coupe A-A**

**Figure VI.6.** Schéma de ferrailage du voile périphérique



## Conclusion général

Ce travail nous a été d'une grande importance puisqu'il nous a permis d'exploiter et d'évaluer nos connaissances acquises durant notre cursus et d'apprendre les différentes méthodes de calcul, les concepts et les règlements gouvernant le domaine étudié.

D'après les résultats de l'étude que nous avons effectuée, on peut souligner les points

Ci-après :

- Les voiles de contreventement sont d'une très grande importance vis-à-vis la dissipation des efforts horizontaux.
- Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économiques et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie.
- La somme des coefficients de participation massique des modes de vibration représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment, d'où l'utilité des voiles de contreventement qui assurent un bon comportement dynamique de la structure.
- La période de vibration nous renseigne si le bâtiment en question est souple ou rigide, ce qui revient à dire que la vérification de la période est nécessaire.
- On peut remédier à l'irrégularité de la structure par une disposition appropriée de voiles de contreventement.
- La sécurité de la structure soumise aux effets des actions sismiques n'est pas à craindre si les conditions relatives à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les déformations et la stabilité de forme sont simultanément observées.
- Dans notre cas (groupe d'usage 2), on peut tolérer pour les éléments non structuraux quelques dommages à condition que ces derniers ne soient dangereux pour la sauvegarde des vies humaines.
- Le modèle construit par le logiciel **ETABS2016** doit se rapprocher le plus que possible de la réalité afin d'avoir une étude plus exacte.
- Le logiciel **ETABS2016** nous a permis d'économiser beaucoup de temps, et la maîtrise de ce dernier exige un bagage théorique riche et varié.



# **ANNEXES**

## ANNEXE 1

### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
<b>0,40</b>	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	<b>0,71</b>	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
<b>0,41</b>	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	<b>0,72</b>	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
<b>0,42</b>	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	<b>0,73</b>	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
<b>0,43</b>	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	<b>0,74</b>	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
<b>0,44</b>	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	<b>0,75</b>	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
<b>0,45</b>	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	<b>0,76</b>	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
<b>0,46</b>	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	<b>0,77</b>	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
<b>0,47</b>	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	<b>0,78</b>	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
<b>0,48</b>	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	<b>0,79</b>	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
<b>0,49</b>	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	<b>0,80</b>	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
<b>0,50</b>	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	<b>0,81</b>	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
<b>0,51</b>	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	<b>0,82</b>	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
<b>0,52</b>	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	<b>0,83</b>	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
<b>0,53</b>	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	<b>0,84</b>	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
<b>0,54</b>	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	<b>0,85</b>	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
<b>0,55</b>	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	<b>0,86</b>	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
<b>0,56</b>	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	<b>0,87</b>	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
<b>0,57</b>	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	<b>0,88</b>	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
<b>0,58</b>	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	<b>0,89</b>	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
<b>0,59</b>	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	<b>0,90</b>	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
<b>0,60</b>	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	<b>0,91</b>	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
<b>0,61</b>	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	<b>0,92</b>	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
<b>0,62</b>	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	<b>0,93</b>	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
<b>0,63</b>	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	<b>0,94</b>	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
<b>0,64</b>	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	<b>0,95</b>	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
<b>0,65</b>	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	<b>0,96</b>	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
<b>0,66</b>	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	<b>0,97</b>	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
<b>0,67</b>	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	<b>0,98</b>	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
<b>0,68</b>	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	<b>0,99</b>	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
<b>0,69</b>	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	<b>1</b>	0,0368	1	0,0441	1
<b>0,70</b>	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

## ANNEXE 2

### SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en  $\text{cm}^2$  de N armature  $\phi$  en mm

$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

# Bibliographie

- **BAEL91 révisées 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- **CBA 93** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **RPA99** : « Règles parasismiques Algériennes », Edition CGS, version 2003.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique règlementaire, Charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- **DTR B.C.2.331** : Règles de calcul des fondations superficielles, Edition CGS, Octobre 1991.
- Cahier de cours béton 2016-2020
- Ancien mémoires de fin d'étude.
- Logiciels utilisés : ETABS 16