



جامعة بجاية  
Tasdawit n'Bgayet  
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et populaire  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
Université A. Mira-Béjaïa  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

## Mémoire de fin de cycle

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

**Option:** Structures

**Thème :**

Étude d'un bâtiment (R+9)  
en béton armé contreventé par un système mixte

**Réalisé par :**

M<sup>elle</sup>: Madi amel  
M<sup>elle</sup>: Yessad hanane

**Encadré par :**

M<sup>r</sup>: SI SALEM .A

**Examiné par :**

M<sup>r</sup>:TAHAKOURT  
M<sup>r</sup>: BOUZEROURA

Année universitaire **2020/2021**

# Remerciements

Tout d'abord ont tiens à remercier **ALLAH** le tout puissant de nous avoir donné la santé, la volonté, le courage et la patience pour mener à terme notre formation et pouvoir réaliser ce modeste travail.

En guise de reconnaissance, ont tiens à remercier, très sincèrement, Monsieur **SI SALEM. A**, ont a l'honneur et la chance de bénéficier de ses connaissances et compétences, de ces précieux conseils et de son suivi tout au long de ce parcours, son sens élevé du devoir, le faite d'être toujours montré à l'écoute, sa disponibilité et sa grande bienveillance. Ont vous remercie infiniment.

Nos remerciements vont également à Monsieur **NEKMOUCHE .A**.

Enfin, ont remercie les membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce travail et qui nous feront l'honneur de le juger et de l'enrichir par leurs propositions.



# Dédicaces

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie. Du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A Ceux que j'aime :*

*Mon père et ma mère qui ont toujours été présent pour me Soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et m'avoir permis d'arriver à ce stade d'éducation.*

*Je le dédie aussi à :*

*Mon frère et ma sœur crus en moi lors de mon parcours ainsi que Celle qui a partagé ce travail avec moi ma chère amie et Binôme Hanane et à tous mes amis,*

*A toute la promotion Génie Civil 2020-2021*

*A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de formation.*

*Merci à tous.*

*A.MADI*

# Dédicaces

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie. Du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A Ceux que j'aime :*

*Mon père et ma mère qui ont toujours été présent pour me Soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et m'avoir permis d'arriver à ce stade d'éducation.*

*Je le dédie aussi à :*

*Mes deux frères et ma belle sœur crus en moi lors de mon parcours ainsi que Celle qui a partagé ce travail avec moi ma chère amie et Binôme Amel et à tous mes amis,*

*A toute la promotion Génie Civil 2020-2021*

*Merci à tous.*

**H.YESSAD**

# Table des matières

## Introduction générale

### Chapitre I : Généralités

I.1.introduction .....	2
I.2. Présentation de l'ouvrage .....	2
I.3.caractéristique géométrique de l'ouvrage.....	2
I.4.Description de la structure .....	2
I.5.Règlements et normes utilisés .....	3
I.6. Caractéristiques des matériaux .....	3
I.6.1.Béton.....	3
I.6.2. Acier .....	6
I.7. Les actions et sollicitations .....	7
I.8. Conclusion .....	7

### Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1.introduction .....	9
II.2. Pré dimensionnement des éléments .....	9
II.2.1.1. Plancher à dalle pleine .....	9
II.2.1.2. Plancher à corps creux.....	10
II.2.2. Les poutrelles .....	11
II.2.3. les poutres .....	11
II.2.4. les voile .....	12
II.2.5.les escaliers .....	13
II.2.6 poutre palière. ....	15
II.2.7 poutres de chainage. ....	15
II.2.8. l'acrotère .....	15
II.2.9. poteaux .....	16
II.2.9.1 Evaluation des charges et surcharges .....	16
II.2.9.2decente de charge sur le poteau le plus sollicité .....	19
II.2.9.3 Pré dimensionnement des poteaux à l'ELU.....	20
II.2.10 vérification du Poteau.....	22
II. 2.11.conclusion.....	26

### Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III. Introduction .....	28
III.1.études des poutrelles .....	28
III.1.1.calculs des poutrelles .....	28
III.1.2.ferraillage des poutrelles.....	36
III.1.3.vérifications nécessaire .....	39

# Table des matières

III.2. Etude de la dalle de compression .....	42
III.3. calcul des plancher a dalle pleine .....	43
III.3.1. calcul ferrailage a l-ELU.....	44
III.4. étude des l'escalier .....	46
III.4.1 Calcul des sollicitations .....	46
III.4.2 Calcul de ferrailage.....	49
III.4.3 vérification.....	49
III.5. étude de la poutre palière .....	51
III.5.1. calcul a la torsion .....	53
III.6. étude de la poutre de chainage.....	57
III.7. Etude de l'acrotère .....	59
III.7.1. hypothèse de calcul.....	59
III.7.2. Evaluation des charges et surcharge de l'acrotère.....	59
III.7.3. calculs des sollicitations .....	60
III.7.4 ferrailage de l'acrotère .....	61
III.8. étude de l'ascenseur .....	64
III.8.1. dimensionnement de la dalle .....	64
III.8.2 Évaluation des charges et surcharges de la dalle d'ascenseur .....	65
III.8.3 dalle de la salle machine.....	65
III.9 conclusion.....	70

## Chapitre IV : Etude dynamique et modélisation

IV.1. Introduction .....	72
IV.2. Modélisation .....	72
IV.3. choix d type de contreventement.....	73
IV.4 méthode de calcul.....	73
IV.5. Disposition des voiles de contreventements .....	78
IV.6. Justification des exigences du RPA99version2003 .....	78
IV.6.1 mode de vibrations et taux de participations des masses modales .....	78
IV.6.2 justification de l'interaction voile/portique.....	80
IV. 6.3 verification de L'effort normal réduis .....	82
IV.6.4 justification vis à vis de déformation .....	83
IV.6.5 justification vis à vis de l'effet $P-\Delta$ .....	84
IV.7. conclusion .....	86

## Partie v: Etude des éléments structuraux

V. 1. Introduction .....	88
V.2 Etude des poutres .....	88
V.3. sollicitations et ferrailages des poutres.....	89
V.4. étude des poteaux .....	97
V.4.1 Recommandation du RPA99v2003. ....	97
V.4.2. Sollicitations .....	99
V.4.3. Ferrailage .....	99
V.4.4. Vérifications nécessaires .....	104

# Table des matières

---

V.5. Etude des voiles.....	108
V.5.1. Définition .....	108
V.6.conclusion .....	112

## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

VI.1.introduction.....	114
VI.2.critère de choix et type de fondation.....	114
VI.3.combinaison d'action à considérer.....	114
VI.4.vérification du type de fondation .....	114
VI.5. étude du radier nervurer .....	117
VI.5.1.dimensionnement du radier .....	117
VI.5.2.vérification nécessaire .....	118
VI.5.3.ferraillage du radier .....	120
VI.5.4. Vérifications à l'ELU.....	121
VI.5.5 Vérifications à l'ELS.....	122
VI.6 Etude des nervures.....	123
VI.6.1. Calcul des sollicitations .....	123
VI.6.2. Ferraillage des nervures.....	127
VI.6.3. Vérifications à l'ELU .....	128
VI.6.4. Vérifications à l'ELS .....	129
VI.6.5. Schéma de ferraillage des nervures .....	130
VI.7. Etude du mur périphérique .....	131
VI.7.1. Evaluation des charges et surcharges .....	131
VI.7.2. Calcul des sollicitations .....	132
VI.7.3. Ferraillage du mur périphérique .....	133
VI.7.4. Vérifications à l'ELU .....	133
VI.7.5. Vérifications à l'ELS .....	134
VI.7.6. Schéma de ferraillage du mur périphérique .....	135
VI.8. conclusion .....	136

# Liste des tableaux

## Chapitre II:

<b>Tableau II.1.</b> Évaluation des charges revenant ou plancher terrasse inaccessible.....	16
<b>Tableau II.2.</b> Évaluation des charges revenant ou plancher étages courants .....	17
<b>Tableau II.3.</b> Evaluation des charges des murs doubles cloison.....	17
<b>Tableau II.4.</b> Evaluation des charges revenant ou palier étages courants .....	17
<b>Tableau II.5.</b> Evaluation des charges revenantes ou volée étages courants.....	18
<b>Tableau II.6.</b> Evaluation de charges revenantes à dalle pleine terrasse .....	18
<b>Tableau II.7.</b> Evaluation des charges revenants a dalle pleine étages courants .....	18
<b>Tableau II.8.</b> Evaluation des charges dans les murs extérieure .....	19
<b>Tableau II.9.</b> Poids des poteaux.....	19
<b>Tableau II.10.</b> Résultats de la descente de charge du poteau (P1).....	22
<b>Tableau II.11.</b> Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité (P1).....	23
<b>Tableau II.12.</b> Vérification au flambement du poteau le plus sollicité (P1).....	25
<b>Tableau II.13.</b> Résultats des exigences du RPA pour le poteau le plus sollicité(P1).....	25

## Chapitre III:

<b>Tableau III.1.</b> Schémas statique de différents types de poutrelles .....	31
<b>Tableau III.2.</b> Tableau des charges revenant aux poutrelles.....	31
<b>Tableau III.3.</b> Tableau des vérifications des conditions d'application de la méthode forfaitaire.....	32
<b>Tableau III.4.</b> Sollicitations max pour différents types de plancher .....	36
<b>Tableau III.5.</b> Estimations des moments dans les panneaux .....	43
<b>Tableau III.6.</b> Ferrailage du panneau.....	44
<b>Tableau III.7.</b> Vérification de l'effort tranchant dans le panneau.....	44
<b>Tableau III.8.</b> Vérification des contraintes a L'ELS dans le panneau.....	44
<b>Tableau III.9.</b> Sollicitation dans l'escalier .....	48
<b>Tableau III. 10.</b> Ferrailage de l'escalier .....	49
<b>Tableau III.11.</b> Vérification des contraintes a L'ELS.....	50
<b>Tableau III. 12.</b> Résultats ferrailage de la poutre palière en flexion simple .....	53
<b>Tableau III. 13.</b> Résultats ferrailage de la poutre palière.....	55
<b>Tableau III. 14.</b> Récapitulatif de calculs de torsion .....	56
<b>Tableau III.15.</b> Vérification a L'ELS.....	56
<b>Tableau III.16.</b> Ferrailage longitudinale de la poutre de chaînage .....	58
<b>Tableau III.17.</b> Combinaison d'action de l'acrotère .....	60
<b>Tableau III.18.</b> Ferrailage de l'acrotère.....	61
<b>Tableau III.19.</b> Ferrailage de la salle machine.....	68
<b>Tableau III.20.</b> Vérification de l'effort tranchant de la salle machine .....	68

<b>Tableau III.21.</b> Vérification des contraintes à L'ELS de la salle machine.....	69
--	----

#### **Chapitre IV :**

<b>Tableau IV.1.</b> Valeur de pénalités .....	74
<b>Tableau IV.2.</b> Vérification de la résultante des forces sismique.....	77
<b>Tableau IV.3.</b> Période et tau de participation massique de la structure .....	79
<b>Tableau IV.4.</b> Résultats de l'interaction sous charge verticales .....	81
<b>Tableau IV.5.</b> Vérification de l'interaction horizontale selon X.....	81
<b>Tableau IV.6.</b> Vérification de l'interaction horizontale selon Y .....	82
<b>Tableau IV.7.</b> Vérification de l'fort normal réduit .....	82
<b>Tableau IV.8.</b> Vérification des déplacements entre étages sens X.....	83
<b>Tableau IV. 9.</b> Vérification des déplacements entre étages sens Y.....	84
<b>Tableau IV.10.</b> Vérification des effets du second ordre sens X.....	85
<b>Tableau IV.11.</b> Vérification des effets du second ordre sens Y.....	85

#### **Chapitre V:**

<b>Tableau V.1.</b> Sollicitation maximale et ferrailage longitudinale des poutres principales.....	90
---	----

de chaque étages.

<b>Tableau V.2.</b> Sollicitation maximale et ferrailage longitudinale des poutres secondaires.....	90
---	----

de chaque étages.

<b>Tableau V.3.</b> Vérification des contraintes tangentielles .....	92
<b>Tableau V.4.</b> Vérification de l'état limite de compression du béton .....	92
<b>Tableau V.5.</b> Vérification de l'état limite de déformation .....	93
<b>Tableau V.6.</b> Les moments résistants dans les poteaux .....	94
<b>Tableau V.7.</b> Moments résistants dans les poutres .....	94
<b>Tableau V.8.</b> Vérification de la zone nodale dans le sens principale.....	94
<b>Tableau V.9.</b> Vérification de la zone nodale dans le sens secondaire .....	95
<b>Tableau V.10.</b> Armature longitudinale minimale dans les poteaux .....	98
<b>Tableau V.11.</b> Sollicitation sous différents combinaisons dans les poteaux.....	99
<b>Tableau V.12.</b> Ferrailage longitudinales des poteaux les plus sollicitent de chaque étage.....	101
<b>Tableau V.13.</b> Ferrailage transversal des poteaux.....	103
<b>Tableau V.14.</b> Vérification au flambement des poteaux.....	105
<b>Tableau V.15.</b> Vérification des contraintes du béton ou niveaux des poteaux .....	106
<b>Tableau V.16.</b> Vérification au cisaillement des poteaux.....	106
<b>Tableau V.17.</b> Sollicitation et ferrailage du voile VX dans tous les niveaux.....	110
<b>Tableau V.18.</b> Sollicitation et ferrailage du voile VY dans tous les niveaux .....	111
<b>Tableau V.19.</b> Ferrailage longitudinale et transversal adopté pour le voile VX.....	111
<b>Tableau V.20.</b> Ferrailage longitudinale et transversal adopté pour le voile VY .....	111

## **Chapitre VI :**

<b>Tableau VI.1.</b> Somme des efforts normaux sur la file B de la semelle filante.....	116
<b>Tableau VI.2.</b> Tableau ferrailage du radier.....	121
<b>Tableau VI.3.</b> Vérification des contraintes à L'ELS du radier.....	122
<b>Tableau VI.4.</b> Calculs des armatures du radier à L'ELS.....	122
<b>Tableau VI.5.</b> Chargements sur les travées du sens X-X.....	126
<b>Tableau VI.6.</b> Chargements sur les travées du sens Y-Y.....	126
<b>Tableau VI.7.</b> sollicitation dans les nervures a L'ELU dans les deux sens .....	127
<b>Tableau VI.8.</b> Sollicitation dans les nervures a L'ELS dans les deux sens.....	127
<b>Tableau VI.9.</b> Tableaux des résultats du ferrailage des nervures.....	128
<b>Tableau VI.10.</b> vérification des contraintes de nervures a L'ELS .....	129
<b>Tableau VI.11.</b> Calculs des armatures de nervures à L'ELS.....	129
<b>Tableau VI.12.</b> Vérification des contraintes dans les nervures après augmentation du ferrailage ...	130
<b>Tableau VI.13.</b> Ferrailage de voile périphérique .....	133
<b>Tableau VI.14.</b> Vérification des contraintes a L'ELS.....	135
<b>Tableau VI.15.</b> calcul des armatures du mur périphérique a L'ELS .....	135
<b>Tableau VI.16.</b> vérification des contraintes dans le mur après augmentation du ferrailage.....	135



# Liste des figures

## Chapitre I :

Figure I.1. Évaluation de la résistance en compression du béton.....	4
Figure I.2. Diagramme des contraintes déformation du béton a L'ELU.....	5
Figure I.3. Diagramme des contraintes déformation du béton a L'ELS.....	6
Figure I-4. Diagramme contraintes déformation d'acier .....	7

## Chapitre II :

Figure II.1. Schéma de disposition des poutrelles ....	9
Figure II.2. Dalle sur quatre appuis .....	10
Figure II.3. coupe transversale d'un plancher corps crue.....	10
Figure II.4. Section d'une poutrelle .....	11
Figure II.5. Coupe transversale d'un voile contreventement .....	12
Figure II.6. Schéma statique d'un escalier.....	13
Figure II.7. Configuration de l'escalier .....	13
Figure II.8. dimension de l'acrotère .....	16
Figure II.9. Surface afférente du poteau p1 .....	20
Figure II.10. Section réduite du béton .....	23

## Chapitre III :

Figure III.1. Diagramme des moments a deux travées.....	29
Figure III.2. Diagramme des moments a plusieurs travées .....	29
Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants a deux travées .....	30
Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants a plusieurs travées .....	30
Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle type1.....	32
Figure III.6 section d'une poutrelle .....	37
Figure III.7. Détail de schéma ferrailage d'étage courant.....	42
Figure III.8. Ferrailage de la dalle de compression .....	42
Figure III.9. Schéma de la dalle pleine .....	43
Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle pleine .....	45
Figure III.11. Coupe A-A du panneau .....	46
Figure III.12. Schéma statique de l'escalier .....	46
Figure III.13. Section droite de l'escalier a ferrailé .....	49
Figure III.14. Schéma de ferrailage de l'escalier .....	51
Figure III.15. Schéma statique de la poutre palière.....	52
Figure III.16. Section creuse équivalent.....	53
Figure III.17. Schéma ferrailage de la poutre palière .....	57
Figure III.18. Schéma statique de la poutre de chaînage. ....	57
Figure III.19. Schéma ferrailage de la poutre de chaînage.....	59
Figure III.20. Schéma statique de l'acrotère .....	60
Figure III.21. Schéma de ferrailage de l'acrotère .....	63
Figure III.22. Représentation d'une assesseure a traction à câble.....	64

## Liste des figures

---

<b>Figure III.23.</b> Schéma représentatif de la surface d'impact.....	65
<b>Figure III.24.</b> Ferrailage de la dalle salle machine .....	70
<b>Figure III.25.</b> coupe A-A du panneau de la salle machine .....	70

### Chapitre IV :

<b>Figure IV.1.</b> Vue en 3D de la modélisation de la structure .....	72
<b>Figure IV.2.</b> Spectre de réponse .....	77
<b>Figure IV.3.</b> Plan de disposition des voiles de contreventement .....	78
<b>Figure IV.4.</b> 1 <sup>ème</sup> Mode de vibration -Translation.....	79
<b>Figure IV.5.</b> 2 <sup>ème</sup> Mode de vibration –Translation .....	80
<b>Figure IV.6.</b> 3 <sup>ème</sup> Mode de vibration - Rotation.....	80

### Chapitre V :

<b>Figure V.1.</b> moment résistant ou niveau de la zone nodale .....	93
<b>Figure V.2.</b> Schéma ferrailage de la poutre principale .....	96
<b>Figure V.3.</b> Schémas de ferrailage de la poutre secondaire .....	97
<b>Figure V.4.</b> Section réduite .....	104
<b>Figure V.5.</b> Schémas de ferrailage des poteaux .....	107
<b>Figure V.6.</b> Schémas de ferrailage du voile RDC .....	112

### Chapitre VI :

<b>Figure VI.1.</b> Vue en plan d'une semelle isolée .....	115
<b>Figure VI.2.</b> Coupe 1-1 de la semelle .....	115
<b>Figure VI.3.</b> Schéma des différentes files des semelles filantes .....	116
<b>Figure VI.4.</b> Schéma représentatif de la zone d'impact de la charge concentrée.....	119
<b>Figure VI.5.</b> Schéma de ferrailage du radier.....	123
<b>Figure VI.6.</b> Schéma des lignes de ruptures .....	124
<b>Figure VI.7.</b> Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens x-x .....	125
<b>Figure VI.8.</b> Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens y-y .....	125
<b>Figure VI.9.</b> Section à ferrailer.....	127
<b>Figure VI.10</b> Schémas de ferrailage des nervures.....	131
<b>Figure VI.11.</b> Poussée des terres sur le mur périphérique.....	131
<b>Figure VI.12.</b> Répartitions des contraintes sur le mur.....	132
<b>Figure VI.13.</b> Schéma de ferrailage du mur périphérique.....	136

## Tableau des symboles et notations

### Tableau des symboles et notations

Symboles	Notations
$A_r$	Aire d'une section d'acier de répartition
$A_t$	Aire d'une section d'acier transversal
$A_s$	Aire d'une section d'acier
$B$	La largeur (m)
$B_r$	Section réduite du béton
$E_s$	Module d'élasticité de l'acier
$E_{vj}$	Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour
$E_{ij}$	Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour
$f_{cj}$	Résistance caractéristique de compression à j jour
$f_{tj}$	Résistance caractéristique de traction à j jour
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier
$G$	Charges permanente
$Q$	Charges d'exploitation
$E$	Actions accidentelles
$q_u$	Charges réparties ultime
$q_s$	Charges réparties de service
$I$	Moment d'inertie
$M_u$	Moment de calcul ultime
$M_s$	Moment de calcul de service
$N_u$	Effort normal ultime
$N_s$	Effort normal de service
$V$	Effort tranchant
$S$	Surface plane de la structure
$d$	Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée
$e$	Epaisseur
$L$	Longueur

## Tableau des symboles et notations

$L_r$	Longueur de recouvrement
$l_f$	Longueur de flambement
$I$	Rayon de giration
$\lambda$	Elancement
$\mu_{bu}$	Moment ultime réduit
$\nu$	Coefficient de poisson
$\sigma_{bc}$	Contrainte du béton à la compression
$\sigma_s$	Contrainte de l'acier à la traction
$\nu_t$	Diamètre des armatures transversales
$\tau$	Contrainte tangentielle de cisaillement
$\eta$	Coefficient de fissuration
$l_r$	Longueur de recouvrement
$\xi_{bc}$	Raccourcissement relatif du béton
$\xi_s$	Allongement relatif de l'acier tendu
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité du béton
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité de l'acier
$\gamma$	Poids spécifique déjaugé
$A$	Coefficient d'accélération de la zone
$C_T$	Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
$C_u$	La cohésion du sol (KN/m <sup>2</sup> )
$D$	Facteur d'amplification dynamique moyen
<b>ELS</b>	Etat limite de service
<b>ELU</b>	Etat limite ultime
$F_s$	Coefficient de sécurité = 1.5
$Q$	Facteur de qualité
$R$	Coefficient de comportement global
$P$	Poids du radier (KN)
$N$	Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU)
$S_{rad}$	Surface du radier (m <sup>2</sup> )

## Tableau des symboles et notations

<b><math>S_{bat}</math></b>	Surface totale du bâtiment (m <sup>2</sup> )
<b><math>S_t</math></b>	Espacement des armatures
<b><math>W</math></b>	Poids propre de la structure.
<b><math>W_{Qi}</math></b>	Poids dû aux charges d'exploitation
<b><math>W_{Gi}</math></b>	Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels
<b><math>Z</math></b>	Bras de levier
<b><math>f</math></b>	Flèche
<b><math>f_e</math></b>	Limite d'élasticité
<b><math>h_t</math></b>	Hauteur total du radier (m)
<b><math>h_N</math></b>	Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
<b><math>\sigma</math></b>	Contrainte normale (MPa)
<b><math>\nu</math></b>	Angle de frottement interne du sol (degrés)
<b><math>\sigma_{adm}</math></b>	Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars)
<b><math>\xi</math></b>	Pourcentage d'amortissement critique
<b><math>h_t</math></b>	Hauteur de la nervure (cm)

## INTRODUCTION GENERALE

Les dommages dans les structures sont généralement causés par une mauvaise conception à un mauvais comportement. À cet effet des études basées sur des modèles physiques et mathématiques sont menées pour limiter et mettre en œuvre une réglementation fiable qui régit le domaine de la construction exigeant des normes à suivre par le concepteur et pour lesquelles un minimum de sécurité est assuré.

De nos jours, les tremblements de terre représentent un danger à cause des dégâts et des pertes de vie humaine, pour cela il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure. Par ailleurs, une structure doit être calculée et conçue de telle manière à rester apte à l'utilisation pour laquelle elle a été conçue à toutes les actions susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation.

Pour cela, l'ingénieur ne doit pas se contenter d'appliquer simplement les règlements mais la compréhension des facteurs déterminants le comportement de la structure est fondamentale.

En effet, le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment à usage d'habitations en (R+9) implanté à Bejaia qui classé d'après le règlement parasismique algérien zonede moyenne sismicité. Donc il y a lieu de déterminer leur comportement dynamique, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité des vies humaines.

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on a utilisé le code national (règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003). Par conséquent, le travail a été entrepris selon les étapes suivantes :

- Le premier chapitre, est consacré pour les généralités et une présentation détaillée de la structure ;
- Le deuxième chapitre, pour la descente de charge et le pré-dimensionnement des éléments structuraux ;
- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires ;
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique ;
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments principaux ;
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Le mémoire est terminé par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

# CHAPITRE I

*Généralités et présentation de  
l'ouvrage*

## I-1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter le bâtiment étudié, d'un point de vu type de structure, les éléments structuraux, la géométrie et les propriétés des matériaux, ainsi que les normes et les règlements en vigueur.

## I-2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment(R+9) a, usage d'habitation, sa structure est implantée à « TICHY » wilaya de « BEJAIA ». Cette région est classée en zone (IIa) selon le règlement parasismique algérien (RPA99/version 2003).Cet ouvrage est classé dans groupe d'usage (2).

## I-3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

En se basant sur les plans de coupes verticales et horizontales, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont comme suite :

\* Dimensions en élévations :

Hauteur du rez-de-chaussée :3,06(m)

Hauteur étage courant : 3,06(m)

Hauteur total du bâtiment : 33,66(m)

\*Dimensions en plan :

Longueur en plan : 27,00m

Largeur en plan : 12,20m

\* Contrainte admissible du sol  $\sigma_{adm}=1.45bars$

## I-4 Description de la structure

**Les planchers à corps creux** : sont des planchers constitue de corps creux (hourdis) avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide, il repose sur des poutrelles qui assure la transmission des charges aux éléments porteurs.

**Les planchers en dalle pleine** : sont des planchers en béton armé seulement reposant sur un ensemble d'appuis, qui sont soit des poutres ou des voiles en béton armé, ils sont généralement utilisés pour plancher a surcharge élevée

**La maçonnerie** : la maçonnerie de notre structure sera exécutée an brique creuses.

\*Les murs extérieurs seront en double cloisons de (10+15) cm avec une lame d'aire de (5) cm pour l'isolation thermique et phonique.

\*Les murs intérieurs seront de (10) cm.

**Les escaliers** : l'escalier est un ouvrage qui permet le passage d'un niveau a l'autre dune construction.la structure étudiée est munie d'une seule cage d'escalier.



**L'ascenseur :** c'est un élément mécanique qui sert à faciliter le déplacement entre les différents étages du bâtiment.

**L'acrotère :** c'est un élément en béton armé encasturé dans le plancher terrasse inaccessible qui va servir comme garde de corps et empêcher l'infiltration des eaux pluviales.

**Système de contreventement :** le contreventement de l'ouvrage sera assuré avec un système avec des voiles en béton armé. Nous proposons un système mixte voiles/portiques avec interaction.

**Les poutres :** sont des éléments porteurs horizontaux servant à transmettre les charges du plancher aux éléments porteurs verticaux (poteaux).

**Les poteaux :** sont des éléments porteurs verticaux servant à transmettre les charges qui leurs sont transmises par les poutres aux fondations.

**Les voiles de contreventement :** est un élément porteur rigide en béton armé destiné à transmettre les charges latérales dans la fondation

**L'infrastructure :** le type de fondation à utiliser sera défini ultérieurement en fonction des résultats de l'étude de la superstructure.

### **I-5 Règlements et normes utilisés**

- RPA99/Version 2003 « Règlements Parasismiques Algériennes »
- CBA 93 « codes de béton armé »
- BAEL 91/version 99 « béton armé aux états limite »
- DTR B.C.2.2 « document technique réglementaire charge et surcharge »
- DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles

### **I-6 Caractéristiques mécaniques des matériaux**

La structure de notre bâtiment est conçue avec de béton armé qui est constitué de béton et d'acier.

**I-6-1 Le béton :** le béton est un mélange de granulats, de ciments, eau et éventuellement de produit d'addition « les adjuvants » il est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ( $f_{c28}$ ) par contre sa résistance à la traction est faible et avoisine 1/10 environs sa résistance en compression.

#### **Composition du béton :**

**Ciment :** qui joue un rôle d'un liant, sa qualité et ses particularités dépendant des proportions de calcaire et d'argile et la température de cuisson du mélange.

**Granulats :** constitué de sable et de gravier.

**Le sable :** grains de dimensions comprises entre 0.08 mm et 5 mm

**Les gravillons :** grains de dimensions comprises entre 3 à 30 mm

**L'eau :** l'eau est éventuellement d'adjuvants.

### I-6-1 -1 La résistance caractéristique à la compression

Dans les constructions courantes le béton est définie de point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours noté ( $f_{c28}$ ), cette résistance ( $f_{cj}$ ) en MPa est obtenue par des nombreux essais de compression jusqu'à rupture sur des éprouvettes normalisés de 16cm de diamètre et 32cm de hauteur.

Le béton durci progressivement en fonction de son âge et par convention on a retenue pour le calcul

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \text{ Si } j < 28 \text{ j}$$

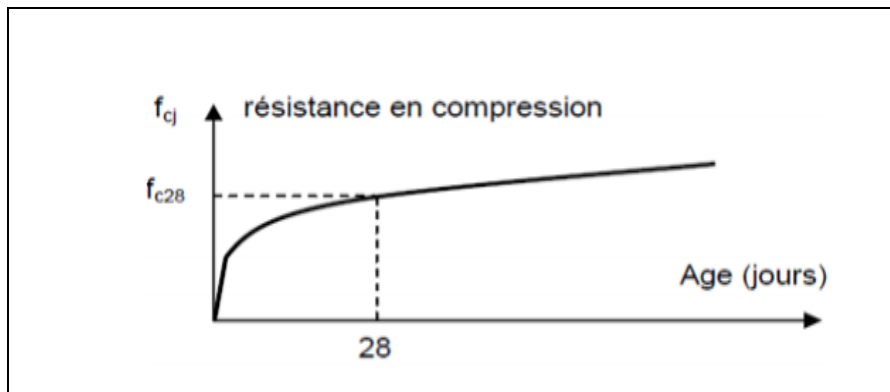
$$f_{cj} = f_{c28} \text{ Si } j \leq 28 \text{ j}$$

➤ Pour des résistances  $f_{c28} > 40$  MPa.

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95} f_{c28} \text{ Si } j < 28 \text{ j}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \text{ Si } j > 28 \text{ j}$$

$j$  : nombre de jour.



**Figure I-1-** Evolution de la résistance en compression du béton en fonction de son âge.

#### I.6.1.2. La résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à jour à  $j$  jour noté  $f_{tj}$  est conventionnellement défini par les relations :

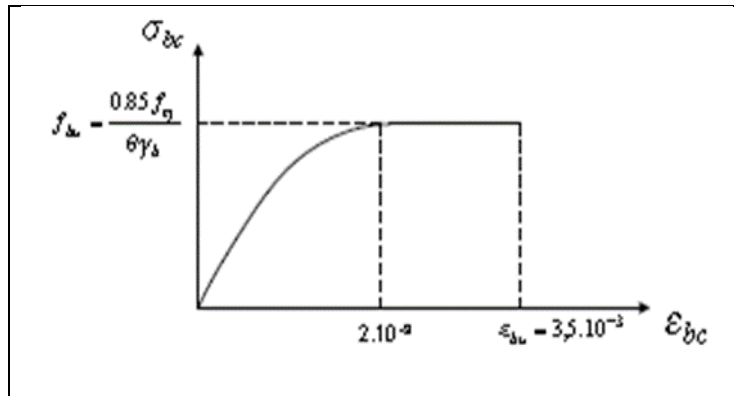
$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} & \text{si } f_{t28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0,275 f_{cj} & \text{si } f_{t28} > 60 \text{ MPa.} \end{cases}$$

### I.6.1.3. Contrainte limite

#### a) Etat limite ultime (ELU)

##### ❖ Contrainte limite de compression

Pour le calcul de la contrainte à l'ELU, on admet le diagramme parabole rectangle suivant



**Figure I-2-** diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU.

➤  $f_{bu}$ : contrainte ultime du béton en compression  $f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$

➤  $\gamma_b$  coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,50 & \text{coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.} \\ 1,15 & \text{coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

➤  $\theta$  est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges.

$$\theta = \begin{cases} 0,8 & \text{si la durée est inférieure à 1h.} \\ 1 & \text{si la durée est supérieure à 24h.} \\ 0,9 & \text{si la durée est comprise entre 1h et 24h.} \end{cases}$$

On prend :  $\theta = 1$ .

$$f_{bu} = \begin{cases} 14,2 \text{ MPa} & \text{situations durables ou transitoires.} \\ 18,48 \text{ MPa} & \text{situations accidentelles.} \end{cases}$$

#### b) état limite de service CBA93 (Art A.4.5.2).

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

### I.6.1.4. Déformation longitudinal du béton

#### ❖ Le module de déformation longitudinal instantané

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures :

$$E_{ij} = 11000(\sqrt[3]{f_{cj}}) \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

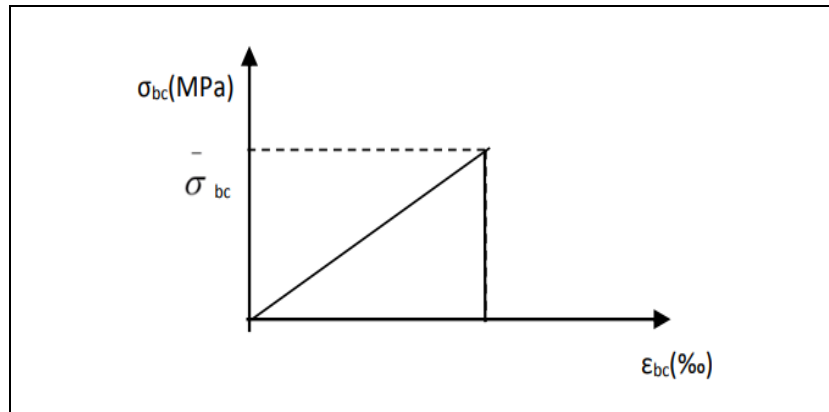


Figure I-3-Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS.

#### ❖ Le module de déformation longitudinal différé

Pour des charges de longue durée d'application

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} \text{ Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa}$$

#### ❖ Le module de déformation transversal

Il est donné par la formule suivante :  $G = \frac{E}{2(v+1)}$

Coefficient de poisson « v » :

C'est rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales.

$$v = \begin{cases} 0 & \text{a l'ELU} \\ 0,2 & \text{a l'ELS} \end{cases} ; G = \begin{cases} 16082,1 & \text{a l'ELU} \\ 13401,67 & \text{a l'ELS} \end{cases}$$

### I.6.2. L'acier

L'acier est caractérisé par sa limite élastique et son module d'élasticité, il présente une très bonne résistance à la traction et aussi à la compression. Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en aciers de haute adhérence sont les suivantes :  $E_s = 200000 \text{ MPa}$

#### I.6.2.1 Contrainte limite

##### a) Etat limite ultime

Pour le calcul on adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} \gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{situation accidentelle} \\ 1,15 & \text{situation courante} \end{cases}$$

$$\sigma_s = \begin{cases} 400 & \text{situation accidentelle} \\ 348 & \text{situation courante} \end{cases}$$

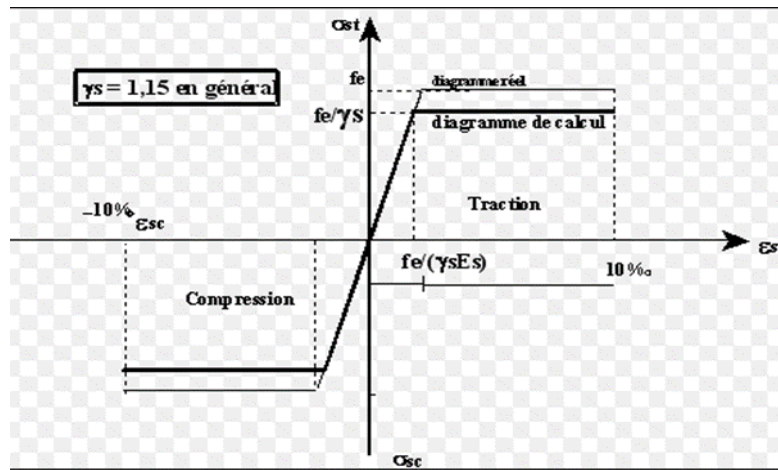


Figure I-4-Diagramme contrainte déformation de l'acier.

### b) Etat limite de service :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire

Fissuration nuisible :  $\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta}f_{tj}\right) = 201,63 \text{ MPa}$ .

Fissuration très nuisible :  $\sigma_{st} = \min\left(\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{\eta}f_{tj}\right) = 164,97 \text{ MPa}$ .

### I.7. Actions et sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts tranchants, normaux, les moments de flexion et les moments de torsion, développés dans une section par une combinaison d'actions donnée.

#### Combinaisons d'actions

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable. Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\text{Situation durable : } \begin{cases} \text{ELU} & 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} & G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situation accidentelle : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm E \\ 0,8G + E \\ 0,8G + E. \end{cases}$$

### I.8. Conclusion

Après une description générale du projet, des différents points concernant la géométrie, les matériaux on passe au deuxième chapitre concernant le pré dimensionnement des éléments constituant notre ouvrage.

# Chapitre II

## *Pré-dimensionnement des éléments*

## II.1 Introduction

Le pré dimensionnement est une étape des plus importante dans le processeur d'étude d'un bâtiment en génie civil, il permet de donner les dimensions de la structure en utilisant les règlements suivants : BAEL91, CBA93 et RPA99V2003.

## II.2 Pré dimensionnements des éléments

### II.2.1.1 planchers à dalle pleine

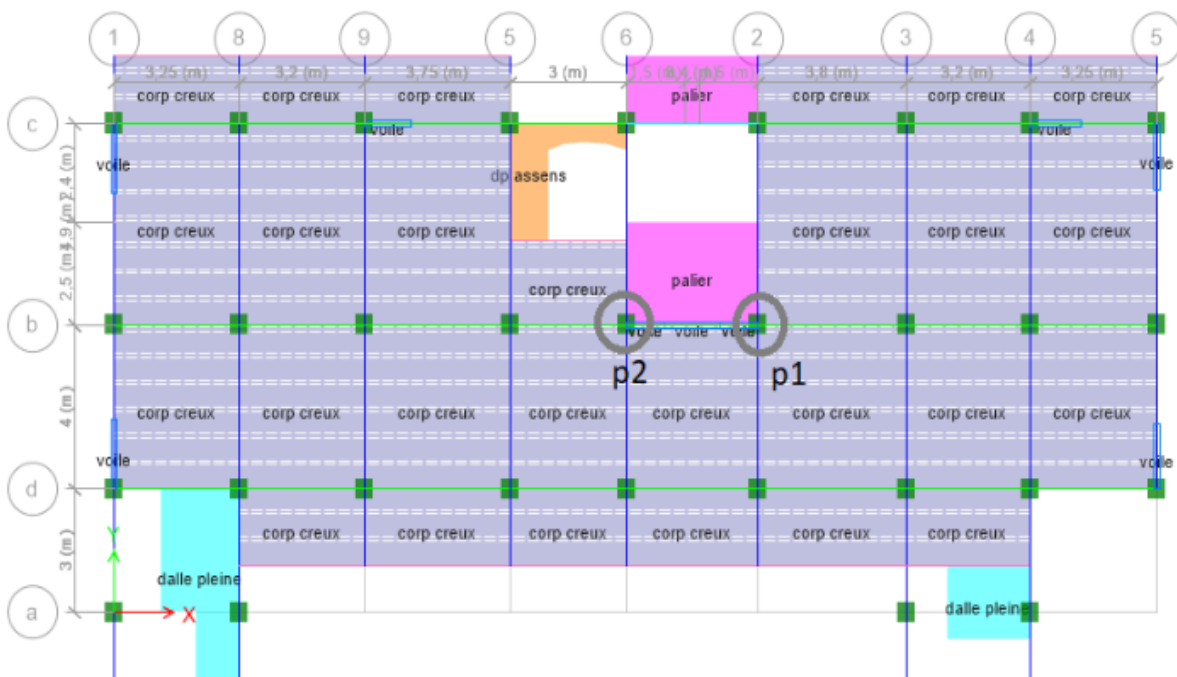


Figure II.1. Schéma de disposition des poutrelles.

Les dalles sont des éléments horizontaux d'épaisseur mince en béton armé coulés sur place les dimensionnements de l'épaisseur ( $e$ ) de ce type de plancher dépend des critères suivants :

- Critères de résistances :

$$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow \text{Dalle sur un seul appui.}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{Dalle sur 4 appuis avec } \rho \leq 0,4.$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{Dalle sur 3 ou 4 appuis avec } \rho \geq 0,4.$$

- Critères de coupe - feu :

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

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

$$e \geq 14 \text{ cm} \rightarrow \text{pour trois heures de coupe feu}$$

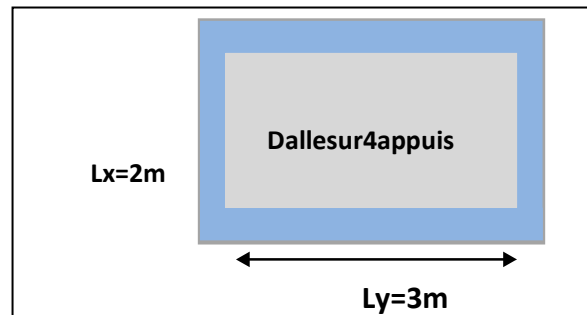
**Dalle sur 4 appuis :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{3} = 0,66 > 0,4$$

La dalle fléchie en deux sens

$$\frac{200}{45} \leq e \leq \frac{200}{40} \Rightarrow 4,44 \leq e \leq 5$$

Donc **e=5cm**



**Figure -II-2** Dalle sur quatre appuis.

**Conclusion :** compte tenue de critère de coupe-feu et de l'isolation qui sont en général les plus déterminants on opte pour :  $e = 13\text{cm}$  pour les dalles des pièces intérieures sortantes et les balcons rattachés.

**II.2.1.2 Les planchers à corps creux**

Ce type de plancher est utilisé dans la structure des bâtiments à usage courant, ce plancher a pour avantage qu'il est économique, facile à réaliser et procure une bonne isolation thermique et phonique.

La hauteur du plancher est donnée par le critère de déformation suivant :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \text{ (CBA 93 art B.6.8.4.2.4)}$$

Avec :

$L_{\max}$  : Travée minimale entre nu d'appui de deux poutres dans le sens de disposition des poutrelles

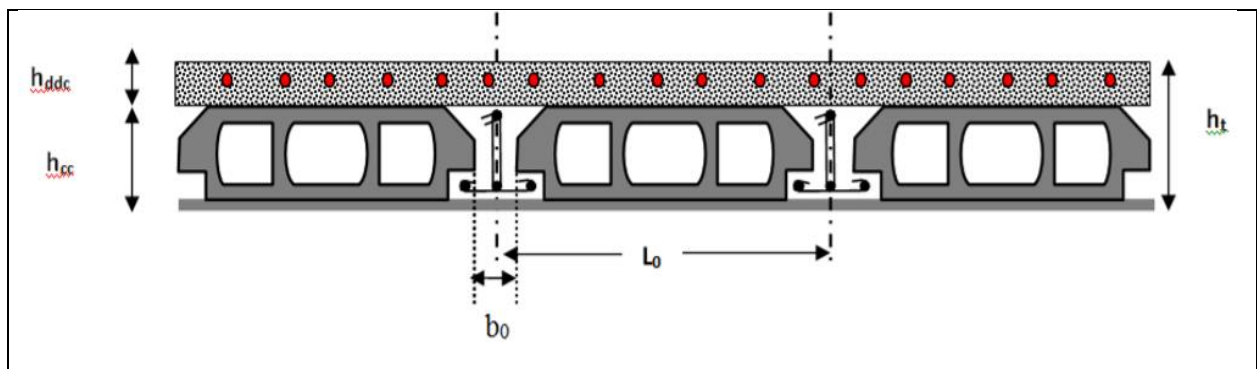
$h_t$  : Hauteur total du plancher

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

$$h_t \geq \frac{350}{22.5} = 15,55\text{cm, soit un plancher de } 20\text{cm pour tous les niveaux.}$$

16cm: hauteur du corps creux

4 cm: hauteur de la dalle de compression



**Figure II-3-** coupe transversale d'un plancher corps creux.



$h_{ddc}$  : Hauteur de la dalle de compression

$h_{cc}$  : Hauteur du corps creux

$b_0$  : la largeur de la poutrelle

$l_0$  : entre axe des poutrelles

$h_t$  : Hauteur totale du plancher

## II.2.2 Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges aux poutres, elles sont caractérisées par leurs faible section et se calculent comme des sections en T

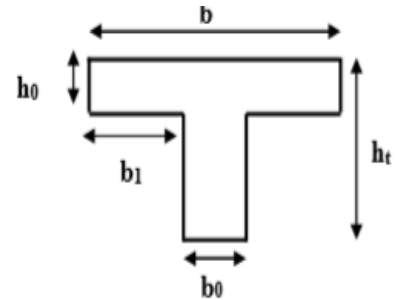


Figure II-4 section d'une poutrelle.

$b$  : largeur efficace de la dalle de compression

$b_0$  : largeur de la poutrelle

$h_0$  : hauteur de la dalle de compression

$h_t$  : Hauteur total du plancher

$$h = 20 \text{ cm et } h_0 \leq 4 \text{ cm}$$

$$0.4h_t \leq b_0 \leq 0.6h_t$$

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

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

Avec  $l_x$ : distance entre nus d'appuis de face de deux poutrelles

$l_y$  : Travée minimale de la poutrelle dans le sens de leurs dispositions

$$l_x = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm} \quad ; \quad l_y = 300 - 30 = 270 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 12}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{270}{10}\right)$$

$$\frac{b - 12}{2} \leq \min(27,5, 27) \quad b \leq 64 \text{ cm} \quad ; \text{ Soit } b = 64 \text{ cm.}$$

## II.2.3 les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux, leur rôle est la transmission des charges aux poteaux. D'après le BAEL99, la hauteur ( $h$ ) des poutres est déterminée par la condition suivante

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

Avec :  $L_{\max}$ : la portée de la travée maximal de la poutre entre nue depuis.

- **Poutres secondaires (PS) :**  $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

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

$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 23,33 \leq h \leq 35$

Donc **h=30 cm et b= 25 cm**

**Vérification des exigences de RPA99/2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfifié} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfifié} \\ \frac{h}{b} = 1.2 < 4 \dots\dots\dots \text{Vérfifié} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 Art. 7.5.1})$$

- **Poutres principales (PP)**

$L_{max}=490-50=440 \text{ cm}$

$\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \Rightarrow 29,33 \leq h \leq 44$

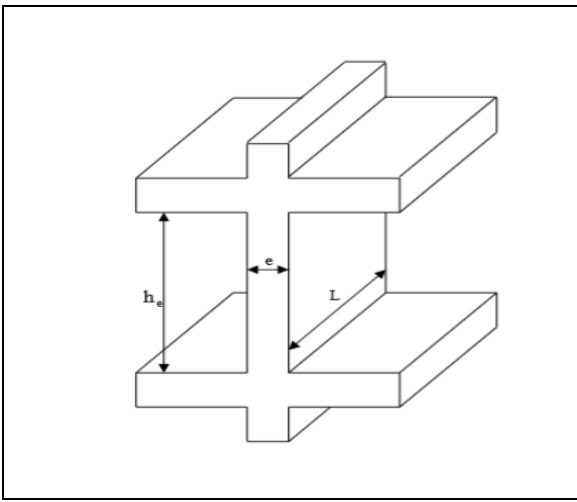
Donc **h=35 cm et b= 30 cm**

**Vérification des exigences de RPA99/2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfifié} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfifié} \\ \frac{h}{b} = 1,16 < 4 \dots\dots\dots \text{Vérfifié} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 Art. 7.5.1})$$

**II.2.4 les voiles**

Ce sont des éléments en béton armé utilisés pour reprendre les efforts sismiques, leurs pré dimensionnement doit satisfaire les conditions de RPA suivantes :



**Figure II-5-** Coupe transversale d'un voile de contreventement.

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

$$L \geq 4e$$

$h_e$ ; la hauteur libre d'étage

$e$ : épaisseur du voile

$L$ =la largeur du voile

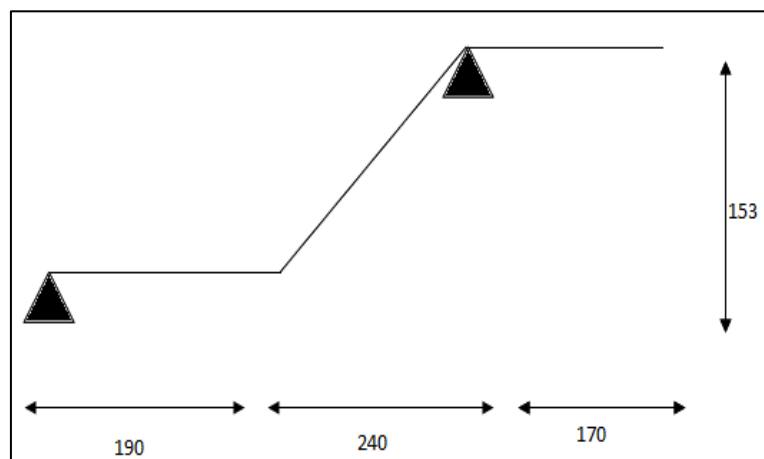
$$e \geq \max\left(\frac{306 - 35}{20}, 15 \text{ cm}\right)$$

$$e \geq \max(13,55, 15 \text{ cm})$$

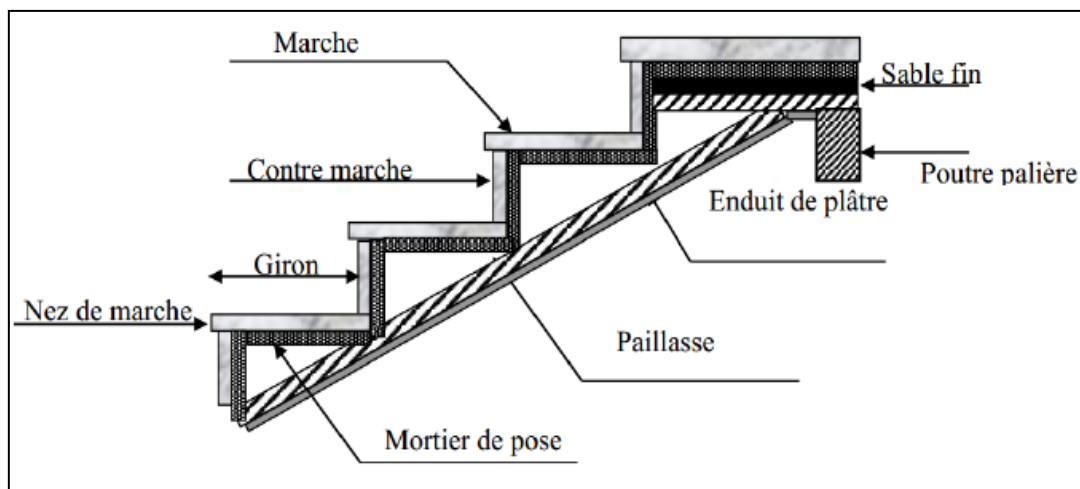
$$e = 15 \text{ cm}, \quad L = 4 * e = 60 \text{ cm}$$

On adopte pour un voile de  **$e=15\text{cm}$**

### II.2.5.les escaliers



**Figure II-6-** schéma statique de l'escalier.



**Figure II-7-** Configuration de l'escalier

**Terminologie :**

Les différents éléments constituant un escalier sont :

- **Giron** : Distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.
- **Marche** : Surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied.
- **Contre marche** : Signifie la face verticale située entre deux marches consécutives.
- **Nez de marche** : Bord avant de la marche, en saillie par rapport à la contremarche Inférieure.
- **Paillasse** : La dalle inclinée sous les marches et qui sert de support à ces marches.
- **Palier** : La dalle horizontale d'accès de repos ou d'arrivée.
- **Volée** : Succession de marches entre deux paliers.
- **Pente de l'escalier( $\alpha$ )** : C'est l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale, Pour les escaliers confortables  $\alpha = [20^\circ \text{ à } 40^\circ]$ .

- **Pré dimensionnement des escaliers**

Le bâtiment étudié comporte une seule cage d'escalier le but du pré dimensionnement des escaliers est de caractériser le giron (g) et la hauteur de la contre marche (h) ainsi que pour assurer la condition de confort de BLANDEL.

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

Soit (n-1) et n : le nombre de marches et de contremarches respectivement.

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

$$h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \quad \text{et} \quad n = \frac{306}{17} = 18 \text{ contremarches}$$

Le nombre de marche est (n-1) = 17 marches.

$$g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 2 \cdot 17 + 30 \leq 64 \text{ cm}$$

La formule de BLANDEL est vérifiée avec h et g calculée.

$$\text{Epaisseur de la paillasse} \frac{L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_p}{20}$$

$$\text{L'inclinaison de la paillasse} \alpha = \tan^{-1} \frac{1,53}{2,40} = 32,52^\circ$$

$$\text{Longueur de la paillasse} L' = \left( \frac{2,40}{\cos 32,52} \right) = 2,84 \text{ m}$$

L' : Longueur de la paillasse.

$$\text{Donc} \frac{L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow 9,46 \leq e \leq 14,2$$

On adopte pour **e=14 cm**

✓ **REMARQUE** : pour l'escalier de 9ème étage c un escalier en bois.

## II .2.6 Poutre palière

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

Avec  $L_{\max}$  : longueur maximal en nu d'appui des poutres.

$$L_{\max} = 340 - 25 = 315 \text{ cm}$$

$$\frac{315}{15} \leq h \leq \frac{315}{10}$$

$$21 \text{ cm} \leq h \leq 31.5 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$b = 25 \text{ cm}$  est pris de manière forfaitaire

### Vérification des conditions du RPA 99

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ h = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ \frac{h}{b} = 1.2 < 4.00 \dots\dots\dots \text{Vérifié} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 Art. 7.5.1})$$

## II.2.7. Poutre de chaînage

$$L_{\max} = 380 - 25 = 355 \text{ cm}$$

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

$$\frac{355}{15} \leq h \leq \frac{355}{10}$$

$$23,66 \text{ cm} \leq h \leq 35,5 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

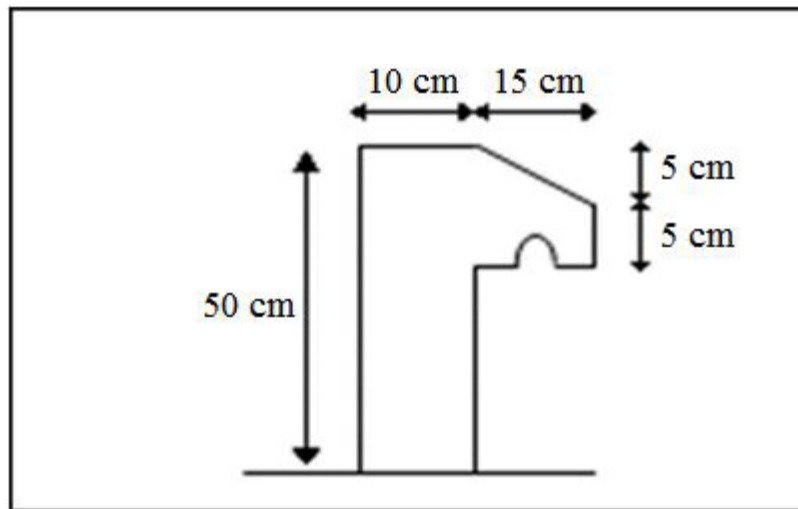
$b = 25 \text{ cm}$  est pris de manière forfaitaire

### Vérification des conditions du RPA 93

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ h = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ \frac{h}{b} = 1.2 < 4.00 \dots\dots\dots \text{Vérifié} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 Art. 7.5.1})$$

## II.2.8. l'acrotère

Nous avons opté pour des dimensions forfaitaires avec une hauteur d'acrotère de  $h = 50 \text{ cm}$



**Figure II-8-**Dimension de l'acrotère

$$S = (0.05 \times 0.15) / (2) + (0.05 \times 0.15) + (0.10 \times 0.5) = 0.06125 \text{ m}^2/l$$

$$G = 0.06125 \times 2500 = 153,125 \text{ Kg/ml.}$$

## II.2.9 Poteaux

Pour évaluer la résistance des poteaux, une évaluation des charges est nécessaire.

### II.2.9.1 Evaluation des charges et surcharges :

- Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible

#### Remarque

Vue les grandes travées qu'on a dans cette structure on a opté pour un corps creux en Polystyrène afin d'alléger la structure.

**Tableau II.1.** : Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	20	0,05	1
Multicouche d'étanchéité	6	0,02	0,12
Isolation thermique	/	0,04	0,16
Forme de pente	22	0,062	1,36
Corps creux (16+4)	/	0,2	2
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
<b>charge permanent G</b>			<b>4.84</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>			<b>1</b>

- **Évaluation des charges revenant au plancher courant**

**Tableau II.2.** : Évaluation des charges revenant au plancher courant

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	18	0,02	0.36
Lit de sable	20	0,02	0,4
Corps creux (16+4)	/	0,2	2
Cloisons	9	0.1	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
<b>charge permanent G</b>			<b>4.26</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>			<b>1.5</b>

- **Evaluation des charges dues au mur double cloison**

**Tableau II.3** : Évaluation des charges des murs double cloison.

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Brique creuse 10cm	/	0.10	0.9
Brique creuse 15cm	/	0.10	1.3
Enduit de plâtre	/	0.02	0.2
<b>charge permanent G</b>			<b>2.76</b>

- **Evaluation de charge revenant au palier étages courants**

**Tableau II.4:** évaluation des charges revenant au palier étages courants

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	20	0,02	0.4
Lit de sable	18	0,02	0,36
paillasse	25	0.14	3.5
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
<b>charge permanent G</b>			<b>4.86</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>			<b>2.5</b>

- **Evaluation des charges revenant aux volées étage courant**

Tableau II.5: évaluation des charges revenant aux volées étages courants

Désignation des éléments		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
paillasse		25	0.14/cos ( $\alpha$ )	4.15
Carrelage	Horizontal	20	0.02	0.4
	Vertical	20	0.02h/g	0.226
Mortier de pose	Horizontal	20	0,02	0.4
	Vertical	20	0.02h/g	0.226
Enduit en ciment		10	0.02/ cos ( $\alpha$ )	0.23
Poids des marches		22	h/2	1.87
Charge permanent G				7.5
Charge d'exploitation Q				2.5

- **Evaluation des charges revenant à la dalle pleine de terrasse inaccessible**

Tableau II.6 : Évaluation des charges revenant à la dalle pleine terrasse.

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	20	0,05	1
Multicouche d'étanchéité	6	0,020	0.12
Isolation thermique	/	0,040	0,16
Forme de pente	22	0,1	2,20
Dalle pleine	25	0.13	3.25
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
charge permanent G			6.93
charge d'exploitation Q			1

- **Evaluation des charges revenant à la dalle pleine étage courant**

Tableau II.7 : Évaluation des charges revenant à la dalle pleine étage courant.

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement Carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	/	0,04	0,4
Lit de sable	18	0,02	0.36
Dalle pleine	25	0.13	3.25
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Cloisons	9	0.1	0.9
charge permanent G			5.51
charge d'exploitation Q			3.5



- **Murs extérieur et murs de séparation entre appartement**

**Tableau II.8** évaluation des charges dans les murs extérieurs

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	10	0,015	0.15
Briques creuses	9	0,15	1.35
Lame d'air	00	0,05	0.00
Briques creuses	9	0.10	0.90
Enduit de ciment	20	0,02	0.4
Totale charges permanentes	/	/	G=2.80

- **Poids des poteaux supposés**

**Tableau II.9.** Poids des poteaux

Poteaux (cm <sup>2</sup> )	(30×35)	(35×35)	(35×40)	(40×40)	(40×45)
Poids (KN)	8,03	9,37	10,71	12,24	13,77

Avec poids volumique du béton =25KN/m<sup>3</sup>  
He= hauteur d'étage

### II.2.9.2 Descente de charge sur le poteau le plus sollicité

La descente de charges consiste à évaluer les différents poids et charges revenant aux poteaux, Ces charges seront acheminées jusqu'aux fondations et sont calculées selon les plans Architecturaux et les différentes données de la structure.

Dans le cas présent, la descente de charges sert principalement à définir les efforts s'exerçant Sur le poteau le plus sollicité, suivant les prescriptions du CBA93 et du RPA99.

#### Dégression des charges d'exploitation :

Pour tenir compte de la non-simultanéité du chargement à la valeur maximale réglementaire de tous les niveaux d'un bâtiment en exploitation, le maître d'ouvrage peut autoriser une dégression des charges variables suivant une loi prédéfinie par le DTR BC 2.2.

Cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations de ces derniers peuvent être considérées comme indépendantes, comme c'est le cas ici pour une charge d'exploitation Q<sub>0</sub> sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_n$  sont les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1,2,...n numérotés à partir du sommet du bâtiment. Il est appliqué alors les charges d'exploitation suivantes :

\*Terrasse inaccessible :  $Q_0$

\* Sous le dernier étage :  $Q_0+Q_1$

\* Sous l'étage immédiatement inférieur :  $Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$

\*Sous l'étage immédiatement inférieur :  $Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$

\* Pour  $n \geq 5$  :  $Q_0 + (3+n/2n) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots +Q_n)$

### II.2. 9.3 Pré dimensionnement des Poteaux à l'ELU

Les deux poteaux (P1 et P2) de la figure II.1 ont été considérés. D'après les calculs, le poteau P1 au voisinage de la cage d'escaliers est le plus sollicité, Donc l'exemple de calcul et les vérifications à faire concernent ce dernier seulement.

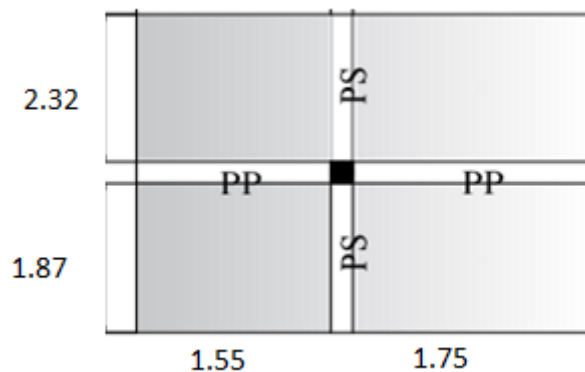


Figure II .9. Surface afférente du poteau P1.

$$S_1=2.32*1.55=3.59\text{m}^2$$

$$S_2=2.32*1.75=4.06\text{m}^2$$

$$S_3=1.87*1.75=3.27\text{m}^2$$

$$S_4=1.87*1.55=2.89\text{m}^2$$

$$S_{\text{total}}= 13.81 \text{ m}^2$$

• Poids des poutres  $P_{pp}=10.99\text{KN}$

$$P_{ps}=6.18 \text{ KN}$$

$$P_t=17.17 \text{ KN}$$

• Poids des plancher, Selon G :

$$\text{Pour le corps creux} \Rightarrow P_p(Ec)=(s_2+s_3+s_4)*G(cc)=43.53\text{KN}$$

$$\text{Pour la dalle pleine} \Rightarrow P_p(Ec)=s_1*G(Dp) =19.78\text{KN}$$

$$P_p(TI) = 78.44\text{KN} \text{ et } P_p(TA) =93.91\text{KN}$$

Selon Q : Pp (Ec) =15.33KN ; Pp (TI) = 13.81KN ; Pp (TA)=13.81KN

**Tableau II.10.** Résultats de la descente de charge du poteau (P1).

niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N10	Plancher terrasse inaccessible	78,44	
	Poutres	17,17	
	Poteau	8,03	
		103.64	13.81
N9	Venant	103,64	
	Plancher étage courant	43,53	
	Poutres	17,17	
	Poteaux	8,03	
	Dalle pleine	19,78	
		192.15	41.7
N8	Venant	192.15	
	Plancher terrasse accessible	93,91	
	Poutres	17,17	
	Poteaux	9,37	
		312.6	66.80
N7	Venant	312.6	
	Plancher étage courant	43,53	
	Poutres	17,17	
	Poteaux	9,37	
	Dalle pleine	19,78	
		402.45	89.11
N6	Venant	402,45	
	Plancher étage courant	43,53	
	Poutres	17,17	
	Poteaux	10,71	
	Dalle pleine	19,78	
		493.64	108.63
N5	Venant	493,64	
	Plancher étage courant	43,53	
	Poutres	17,17	
	Poteaux	10,71	
	Dalle pleine	19,78	
		584.83	125.37
N4	Venant	584,83	
	Plancher étage courant	43,53	
	Poutres	17,17	
	Poteaux	12,24	
	Dalle pleine	19,78	

		<b>677.55</b>	<b>139.31</b>
<b>N3</b>	<b>Venant</b>	<b>677,55</b>	
	<b>Plancher étage courant</b>	<b>43,53</b>	
	<b>Poutres</b>	<b>17,17</b>	
	<b>Poteaux</b>	<b>12,24</b>	
	<b>Dalle pleine</b>	<b>19,83</b>	
		<b>770.32</b>	<b>153.20</b>
<b>N2</b>	<b>Venant de N<sub>3</sub></b>	<b>770,32</b>	
	<b>Plancher étage courant</b>	<b>43,53</b>	
	<b>Poutres</b>	<b>17,17</b>	
	<b>Poteaux</b>	<b>13,77</b>	
	<b>Dalle pleine</b>	<b>19,83</b>	
		<b>864.62</b>	<b>167.32</b>
<b>N1</b>	<b>Venant</b>	<b>864,62</b>	
	<b>Plancher étage courant</b>	<b>43,53</b>	
	<b>Poutres</b>	<b>17,17</b>	
	<b>Poteaux</b>	<b>13,77</b>	
	<b>Dalle pleine</b>	<b>19,83</b>	
		<b>958.92</b>	<b>180.98</b>

$$Nu = 1,35G_{total} + 1,5Q_{total} = 1566.01 \text{ KN}$$

### II.2.10. Vérification du poteau

Selon le BAEL (Art. B.8.1.1), on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $Nu$  de 10% pour tenir compte de la continuité des portiques.

$$Nu^* = Nu \times 1,1 = 1566,01 \times 1,1 \Rightarrow Nu^* = 1722.61 \text{ KN}$$

Les poteaux sont pré dimensionnés selon ces trois critères :

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

#### 1- Critère de résistance

On doit vérifier la condition suivante :  $\sigma = \frac{Nu^*}{B} \leq \bar{\sigma} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPA}$$

#### Exemple de calcul

Vérification du poteau à la base (rez-de-chaussée) avec :  $B = (0,40 \times 0,45) \text{ m}^2$

$$\sigma = \frac{Nu^*}{B} = \frac{1722.61 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.45} = 9.57 \text{ MPA}$$

$9.57 \text{ MPA} \leq 14.2 \text{ MPA}$  → condition vérifiée.

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

**Tableau II.11.** Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité P1.

Niveau	Nu*(KN)	Section (Cm2)	Condition $\sigma_{bc} \text{ calculée} \leq \sigma_{bc}$		Observation
			$\sigma_{bc} \text{ calculée}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	
Rdc +1 <sup>er</sup>	1722.61	40x45	9.57	14.2	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> +3 <sup>ème</sup>	1396.70	40x40	8.73	14.2	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> +5 <sup>ème</sup>	977.57	35x40	6.98	14.2	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> +7 <sup>ème</sup>	676.97	35x35	5.53	14.2	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> +9 <sup>ème</sup>	321.95	30x35	3.06	14.2	Vérifiée

### Remarque

La condition  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$  (bar) est vérifiée pour tous les niveaux, et d'après les résultats obtenus on déduit que le pré dimensionnement opté au préalable pour les poteaux, est un choix qui satisfait à la fois le critère de sécurité et celui de l'économie.

### 2- Critère de stabilité de forme

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

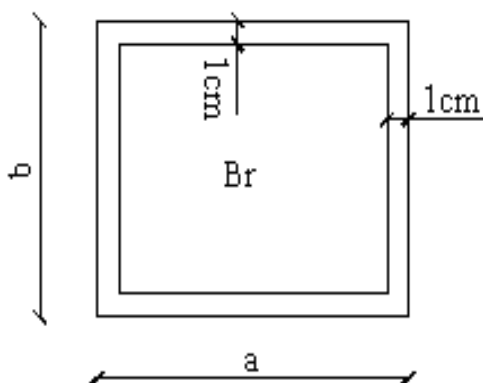
D'après le CBA 93, on doit effectuer la vérification suivante :

$$Nu * \leq \alpha \left( \frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * f_e}{\gamma_s} \right) \text{CBA93 (art B.8.4.1)}$$

Br : Section réduite du béton (Br= (a-2cm) × (b-2cm)).

As : Section des armatures.

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



**Figure II.10.** Section réduite du béton.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ si } 0 \leq \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\text{Tel que : } \lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f$  : longueur de flambement  $l_f = 0.7 l_0$  (**Art B.8.3.31 BAEL91**)

$L_0$  = hauteur libre du poteau

$i$  : Rayon de giration  $i = \sqrt{I/bxh} = b/\sqrt{12}$

$I$  : Moment d'inertie, pour le cas d'une section rectangulaire :  $\frac{hxb^3}{12}$

### Exemple de calcul

Vérification du poteau de rez-de-chaussée (le plus élancé) :

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$\lambda = 16.47$$

$$\lambda = 16.47 \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{16.47}{35}\right)^2} = 0.81$$

D'après l'expression du BAEL91 : (**Art 8.4.1 BAEL91**)

$$A_s : 1\% * B_r$$

On doit vérifier que :  $B_r \geq B_{\text{calculée}}$  :

$$B_{\text{calculée}} \geq \frac{N_u *}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{A_s * \gamma_s} \right)}$$

(**Art 7.4.2 BAEL91**)

Application numérique :

$$B_{\text{calculée}} \geq \frac{1722.61 \times 10^{-3}}{0.81 \left( \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)} = 0.097 \text{ m}^2$$

$$B_r = (0.40 - 0.02) \times (0.45 \times 0.02) = 0.1634 \text{ m}^2 \geq B_{\text{calculée}} = 0.097 \text{ m}^2$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Le tableau ci-dessous résume les vérifications au flambement des poteaux pour chaque changement de section et de hauteur d'étage :

**Tableau II.12.** Vérification au flambement du poteau le plus sollicité P1.

Niveau	Nu * (KN)	i (m)	$\lambda$	$\alpha$	Br (m2)	Br calculée (m2)	Observation
RDC+1 <sup>er</sup>	1722.61	0.115	16.47	0.81	0.1634	0.097	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> +3 <sup>ème</sup>	1396.70	0.115	18.53	0.80	0.1444	0.097	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> +5 <sup>ème</sup>	977.57	0.101	18.53	0.80	0.1254	0.055	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> +7 <sup>ème</sup>	676.97	0.101	21.18	0.79	0.1089	0.038	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> +9 <sup>ème</sup>	321.95	0.086	21.18	0.79	0.092	0.018	Vérifiée

**Remarque :** La condition  $B_r \geq B_{r \text{ calculée}}$  est vérifiée pour tous les niveaux, donc on déduit qu'il n'y a pas risque de flambement.

### 3- Vérification des exigences du RPA99v2003

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

- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min}(b ; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II.13.** Résultats des exigences du RPA pour le poteau le plus sollicité P1.

Poteaux	40x45	40x40	35x40	35x35	30x35	observation
$\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 25\text{cm}$	40	40	35	35	30	Vérifiée
$\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	Vérifiée
$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	0.88	1	0.875	1	0.857	Vérifiée

### II.2.11. Conclusion

Après vérification et satisfaction de toutes les exigences réglementaires concernant les pré-dimensionnements, on adopte pour l'ensemble des éléments les sections suivantes :

- **Plancher**

Pour le plancher à corps creux :  $(16+4)=20\text{cm}$ .

Pour les dalles pleines :  $e=13\text{cm}$ .

- **Poutres**

Poutres principales :  $30\times 35\text{ cm}^2$

Poutres secondaires :  $25\times 30\text{ cm}^2$

- **Escaliers (Paliers+Volées)**

Nous avons adopté une épaisseur de  $e=14\text{cm}$  pour le palier et la volée.

- **Voiles**

Il sera pris une épaisseur  $e=15\text{cm}$  pour l'ensemble des voiles.

- **Poteaux**

- RDC+ 1<sup>er</sup> étages :  $(50\times 50)\text{ cm}^2$ .

- 2<sup>ème</sup> + 3<sup>ème</sup> étages :  $(45\times 45)\text{ cm}^2$ .

- 4<sup>ème</sup> + 5<sup>ème</sup> étages :  $(40\times 40)\text{ cm}^2$ .

- 6<sup>ème</sup> + 7<sup>ème</sup> étages  $(35\times 35)\text{ cm}^2$ .

- 8<sup>ème</sup> + 9<sup>ème</sup> étages  $(30\times 30)\text{ cm}^2$ .



# Chapitre III

*Etude des éléments  
secondaires*

### III. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on s'intéresse à l'étude des éléments non structuraux tel que (les planchers, les escaliers, acrotère et les poutres de chaînage ...) sous l'action des charges permanentes et surcharges d'exploitation.

#### III.1 Etude des poutrelles

##### III.1.1.Calcul des poutrelles

###### ➤ Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode Forfaitaire.
- Méthode de Caquot

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

###### ➤ Domaine d'application de la méthode Forfaitaire BAEL99 (Art. B.6.2.10)

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

- D'après le BAEL91 la surcharge  $Q$  est au plus égale à min ( $2G$  ;  $5 \text{ KN/m}^2$ ).
- Le rapport entre deux travées successives :  $[0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25]$
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- Fissuration peu nuisible (FPN).

###### ➤ Application de la méthode

##### Evaluation des moments

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et aux appuis  $M_g$  (moment en appuis gauche) et  $M_d$  (moment en appuis droit) doivent vérifier :

$$* M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3 \alpha) M_0)$$

$$* M_t \geq (1+0.3 \alpha) M_0 / 2 \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) M_0 / 2 \rightarrow \text{pour une travée de rive.}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

0.6 $M_0$  pour une poutre à deux travées.

0.5 $M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

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

Les diagrammes des moments qui peuvent en résulter sont illustrés sur les figures ci-après

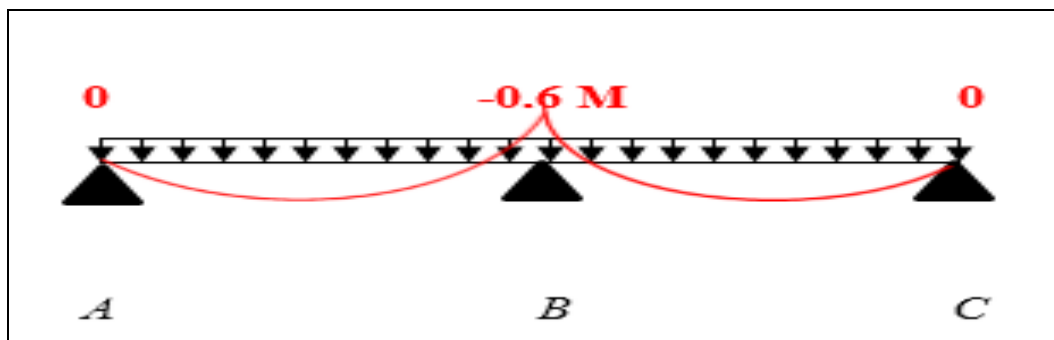


Figure III-1- : Diagramme des moments à deux travées.

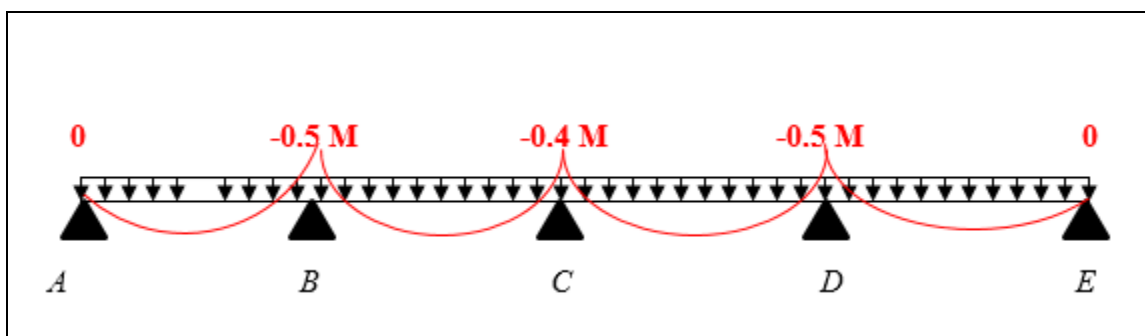


Figure III-2-:Diagrammes des moments à plusieurs travées.

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

$$\alpha = Q / (G + Q) .$$

$\alpha$ : Les degrés de surcharge

- **Remarque**

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

$$-0.15M_0 \text{ tel que } M_0 = \text{Max} (M_{01}, M_{0n}).$$

### Evaluation de l'effort tranchant

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

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

Les diagrammes des efforts tranchants qui peuvent en résulter sont illustrés sur les figures ci-après :

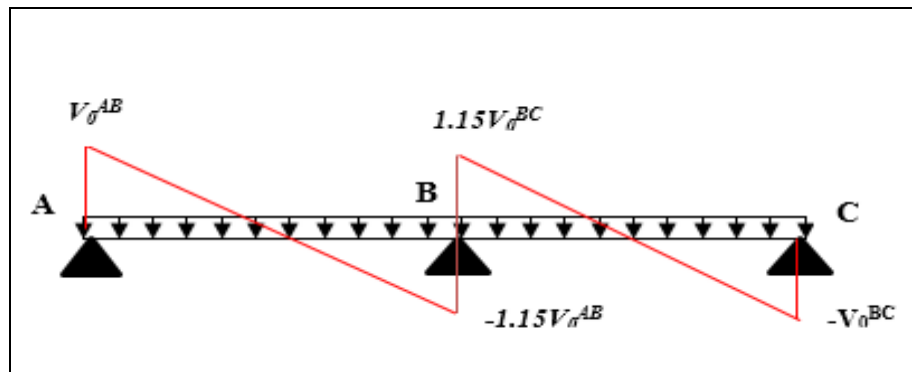


Figure III-3-: Diagramme des efforts tranchants à deux travées.

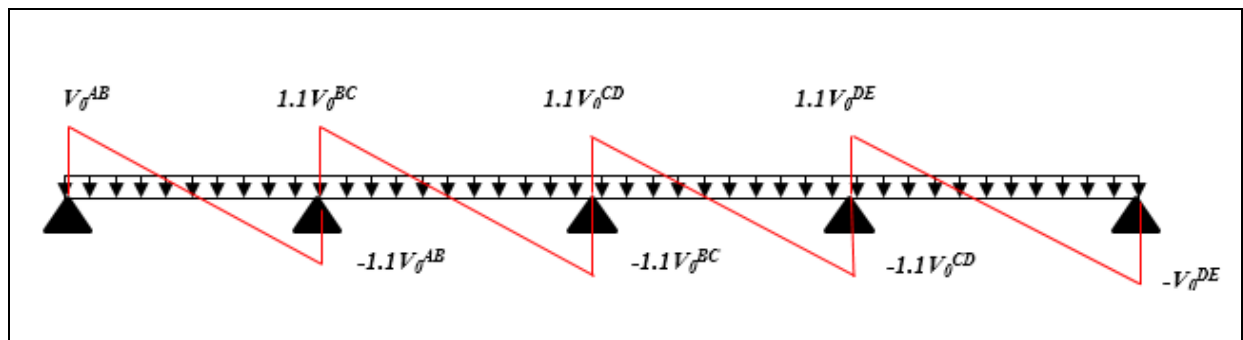


Figure III-4-: Diagramme des efforts tranchants à plusieurs travées.

### b) Méthode de Caquot (Annexe .2 du BAEL 91)

#### ➤ Domaine d'application de la méthode de Caquot

- Si la 1<sup>ère</sup> condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, On applique la méthode de Caquot.

- Si l'une des trois conditions restantes n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée qui consiste à minorer la charge permanente G avec un coefficient  $2/3$  pour le calcul des moments aux appuis seulement.

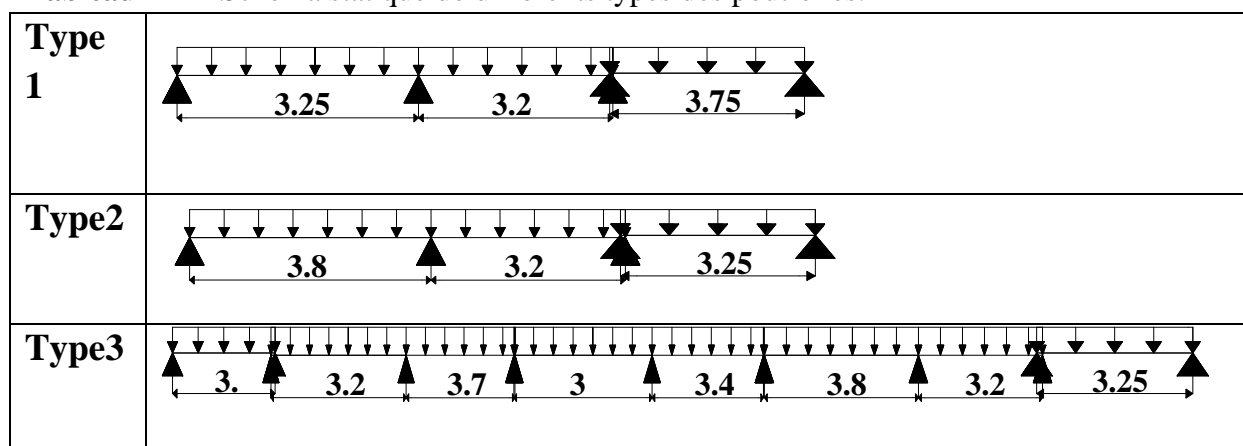
Son principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.

- L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

### Différents types des poutrelles

Tableau III-1-Schéma statique de différents types des poutrelles.



- Les différentes charges sur les poutrelles :

**ELU :  $p_u = 1.35G + 1.5Q$**

**ELS :  $P_s = G + Q$**

**qu**=la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

**qs**=la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

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

Tableau III-2-Tableau des charges revenant aux poutrelles.

Nature	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			P <sub>u</sub>	q <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	q <sub>s</sub>
Terrasse Inaccessible	5.68	1	9.17	5.86	6.68	4.27
Terrasse Accessible	6.80	1.5	11.43	7.32	8.30	5.31
Etages courants	4.26	1.5	8	5.12	5.76	3.69

- Calculs des sollicitations maximales

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues, le calcul exposé se fera pour les plus défavorables.

Vérifications des conditions de la méthode forfaitaire

Tableau III-3-Tableau des vérifications des conditions d'application de la méthode forfaitaire.

Types	Vérification des conditions	Méthode
1	1) $Q=1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2 \times 4.26 ; 5 \text{ KN/m}^2) = \min (5 \text{ KN/m}^2 ; 8.52 \text{ KN/m}^2)$ Vérifiée 2) $0.8 < \frac{3.25}{3.2} = 1.01 < 1.25$ .....vérifiée 3) $I = \text{constante}$ .....Vérifiée 4) Fissuration peut nuisible	Forfaitaire
2	1) $Q=1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2 \times 4.26 ; 5 \text{ KN/m}^2) = \min (5 \text{ KN/m}^2 ; 8.52 \text{ KN/m}^2)$ Vérifiée 2) $0.8 < \frac{3.8}{3.2} = 1.19 < 1.25$ .....vérifiée 3) $I = \text{constante}$ .....Vérifiée 4) Fissuration peut nuisible..... vérifiée	Forfaitaire
3	1) $Q=1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2 \times 4.26 ; 5 \text{ KN/m}^2) = \min (5 \text{ KN/m}^2 ; 8.52 \text{ KN/m}^2)$ Vérifiée 2) $0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1.25$ .....vérifiée 3) $I = \text{constante}$ .....Vérifiée 4) Fissuration peut nuisible..... vérifiée	Forfaitaire

- Exemple de calculs (pour le type 1) : « méthode forfaitaire »

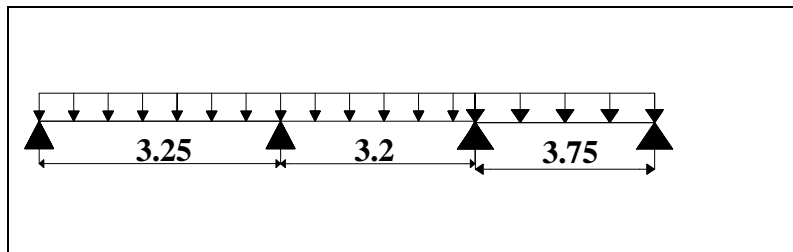


Figure III-5- : Schéma statique de la poutrelle Type 1.

- Moments isostatiques

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} M_{0AB} = 6.76 \text{ KN.m} \\ M_{0BC} = 6.55 \text{ KN.m} \\ M_{0CD} = 9 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad \text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} M_{0AB} = 4.87 \text{ KN.m} \\ M_{0BC} = 4.72 \text{ KN.m} \\ M_{0CD} = 6.48 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Moments aux appuis  
Appuis de rive

$$M_A = M_D = -0,15M_0 \dots \dots \dots \begin{cases} \text{Elu} & M_A = M_D = -1.35 \text{KN.m} \\ \text{Els} & M_A = M_D = -0.97 \text{KN.m} \end{cases}$$

Appuis intermédiaire

$$M_B = -0,5 M_0 \dots \dots \dots \begin{cases} \text{Elu} & M_B = -3.38 \text{KN.m} \\ \text{Els} & M_B = -2.43 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_C = -0,5 M_0 \dots \dots \dots \begin{cases} \text{Elu} & M_C = -4.5 \text{KN.m} \\ \text{Els} & M_C = -3.24 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Moments en travée**

❖ Moments en travée AB :

$$M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0; (1+0.3 \alpha) M_0)$$

$$M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) M_0 / 2$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,26 \begin{cases} (1 + 0.3 \alpha) = 1,078 \\ \frac{(1.2+0.3 \alpha)}{2} = 0.639 \end{cases} \dots \dots \dots \begin{cases} M_t \geq 1,078 M_0 - 0,5 \frac{M_0}{2} \dots \dots \dots 1 \\ M_t \geq 0,639 M_0 \dots \dots \dots 2 \end{cases}$$

$$M_t = M_t = 0,828 M_{0AB} \begin{cases} \text{Elu} & M_t = 5.60 \text{KN.m} \\ \text{Els} & M_t = 4.03 \text{KN.m} \end{cases}$$

❖ Moments en travées BC :

$$M_t = M_t = 0,539 M_{0BC} \begin{cases} \text{Elu} & M_t = 3.53 \text{KN.m} \\ \text{Els} & M_t = 2.54 \text{KN.m} \end{cases}$$

❖ Moments en travées CD :

$$M_t = M_t = 0.828 M_{0CD} \begin{cases} \text{Elu} & M_t = 7.45 \text{KN.m} \\ \text{Els} & M_t = 5.36 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Evaluation des efforts tranchants**

$$\text{Travée AB} \begin{cases} V_A = V_0 = q^U * \frac{L_{AB}}{2} = 8.32 \text{KN} \\ V_B = -1,1 * q^U * \frac{L_{AB}}{2} = -9.15 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} V_B = V_0 = +1,1 q^U * \frac{L_{BC}}{2} = 9.01 \text{KN} \\ V_C = -q^U * \left(\frac{L_{BC}}{2}\right) = -9.01 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD} \begin{cases} V_C = V_0 = +1,1 q^U * \frac{L_{BC}}{2} = 10.56 \text{KN} \\ V_D = -q^U * \left(\frac{L_{BC}}{2}\right) = -9.6 \text{KN} \end{cases}$$

**Type2 :****ELU**

travée	L(m)	qu(KN/m)	M0 (KN/m)	MB (KN/m)	Mt (KN/m)
A-B	3.8	5.12	9.24	-1.38	7.65
B-C	3.2	5.12	6.55	-4.62	3.53
C-D	3.25	5.12	6.78	-3.38	5.60

**ELS**

travée	L(m)	qs(KN/m)	M0 (KN/m)	MB (KN/m)	Mt (KN/m)
A-B	3.8	3.69	6.65	-1	5.51
B-C	3.2	3.69	4.72	-3.33	2.54
C-D	3.25	3.69	4.87	-2.43	4.03

- **Effort tranchant de type2**

Travée A-B

- $V_a=9.72$  KN
- $V_b=-10.69$ KN

Travée B-C

- $V_b=9.01$ KN
- $V_c=-9.01$ KN

Travée C-D

- $V_c=9.15$ KN
- $V_d=-8.32$ KN



**Type3 :****ELU**

Travée	L(m)	qu(KN/m)	M0 (KN/m)	MB (KN/m)	Mt (KN/m)
<b>A-B</b>	<b>3.25</b>	<b>5.12</b>	<b>6.76</b>	<b>-1.01</b>	<b>5.60</b>
<b>B-C</b>	<b>3.2</b>	<b>5.12</b>	<b>6.55</b>	<b>-3.38</b>	<b>3.53</b>
<b>C-D</b>	<b>3.75</b>	<b>5.12</b>	<b>9.0</b>	<b>-3.6</b>	<b>6.24</b>
<b>D-E</b>	<b>3.0</b>	<b>5.12</b>	<b>5.76</b>	<b>-3.6</b>	<b>3.10</b>
<b>E-F</b>	<b>3.4</b>	<b>5.12</b>	<b>7.4</b>	<b>-2.96</b>	<b>4.64</b>
<b>F-G</b>	<b>3.8</b>	<b>5.12</b>	<b>9.24</b>	<b>-3.7</b>	<b>6.24</b>
<b>G-H</b>	<b>3.2</b>	<b>5.12</b>	<b>6.55</b>	<b>-3.7</b>	<b>3.53</b>
<b>H-I</b>	<b>3.25</b>	<b>5.12</b>	<b>6.76</b>	<b>-3.38</b>	<b>5.6</b>

**ELS**

Travée	L(m)	qs(KN/m)	M0 (KN/m)	MB (KN/m)	Mt (KN/m)
<b>A-B</b>	<b>3.25</b>	<b>3.69</b>	<b>7.60</b>	<b>-1.14</b>	<b>6.29</b>
<b>B-C</b>	<b>3.2</b>	<b>3.69</b>	<b>7.37</b>	<b>-3.8</b>	<b>4.0</b>
<b>C-D</b>	<b>3.75</b>	<b>3.69</b>	<b>10.12</b>	<b>-4.05</b>	<b>6.88</b>
<b>D-E</b>	<b>3.0</b>	<b>3.69</b>	<b>6.48</b>	<b>-4.05</b>	<b>3.49</b>
<b>E-F</b>	<b>3.4</b>	<b>3.69</b>	<b>8.32</b>	<b>-3.33</b>	<b>5.22</b>
<b>F-G</b>	<b>3.8</b>	<b>3.69</b>	<b>10.39</b>	<b>-4.15</b>	<b>7.04</b>
<b>G-H</b>	<b>3.2</b>	<b>3.69</b>	<b>7.37</b>	<b>-4.15</b>	<b>3.97</b>
<b>H-I</b>	<b>3.25</b>	<b>3.69</b>	<b>7.6</b>	<b>-3.8</b>	<b>6.29</b>

- Effort tranchant de type3

**Travée A-B**

- $V_a=8.36\text{KN}$
- $V_b=-9.15\text{KN}$

**Travée B-C**

- \*  $V_b=9.01\text{KN}$
- \*  $V_c=-9.01\text{KN}$

**Travée C-D**

- $V_c=10.56\text{KN}$
- $V_d= -10.56\text{KN}$

**Travée D-E**

- \*  $V_d=8.44\text{KN/m}$
- \*  $V_e=-7.68\text{KN/m}$

**Travée E-F**

- $V_e=8.70\text{KN}$
- $V_f= -9.57\text{KN}$
- 

**Travée F-G**

- \*  $V_f= 10.70\text{KN/m}$
- \*  $V_g=-10.70\text{KN/m}$

**Travée G-H**

- $V_g=9.01\text{KN}$
- $V_h= -9.01\text{KN}$

**Travée H-I**

- \*  $V_h=-9.11\text{KN/m}$
- \*  $V_i=9.11\text{KN/m}$

➤ **Sollicitation maximales pour les différents niveaux**

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales dans les différents niveaux :

**Tableau III-4-**Tableau des sollicitations maximales pour les différents type de plancher.

Type de plancher	Etat limite Ultime (ELU)				Etat limite de Service (ELS)		
	Mmt en Travée (KN.m)	Mmt en Appuis Interm. (KN.m)	Mmt en Appuis de rives (KN.m)	VMAX (KN)	Mmt en Travée (KN.m)	Mmt en Appuis Interm. (KN.m)	Mmt en Appuis de rives (KN.m)
Type1	7.45	-3.38	-1.35	10.56	5.36	-2.43	-0.97
Type2	7.65	-3.38	-1.38	9.72	5.51	-2.43	-1
Type3	6.24	-2.96	-1.01	10.70	7.04	-3.33	-1.14

### III.1.2 Ferrailage des poutrelles

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

$$\text{Elu} \begin{cases} M_t = 6.24 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{inter}} = -2.96 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -1.01 \text{ KN.m} \\ V^{\text{max}} = 10.70 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Els} \begin{cases} M_t = 7.04 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{inter}} = -3.33 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -1.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Les caractéristiques de la poutrelle sont:

$$\begin{cases} b_{\text{eff}} = 64 \text{ cm} \\ b_0 = 10 \text{ cm} \\ h_t = 20 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ d = 18 \text{ cm} \\ d' = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

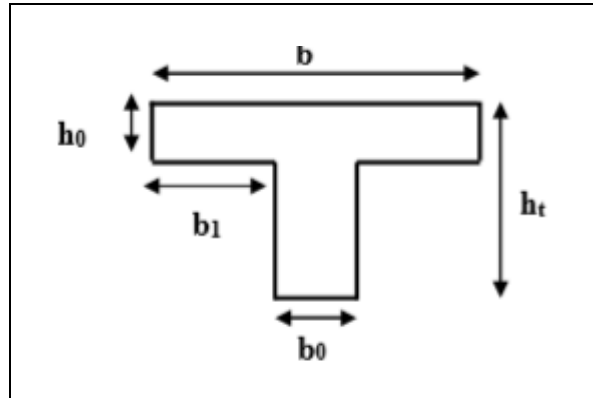


Figure III-6- : section d'une poutrelle.

✓ **Calcul à ELU:**

**Armatures longitudinales**

**En travée**

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple selon l'organigramme.

- **Calcul du moment équilibré par la table de compression  $M_{tu}$  :**

$$M_{tu} = f_{bu} \times b_{\text{eff}} \times h_0 \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,64 \times 0,04 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$M_{tu} = 58.16 \text{ KN.m} > M_t = 6.24 \rightarrow$  l'axe neutre se trouve dans la table de compression (la table est partiellement comprimée)  $\Rightarrow$  calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b \cdot h$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{6.24 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,64 \times 0,18^2} = 0,021 < 0,186 \text{ ----- Pivot A}$$

Les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaires.

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \rightarrow f_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = \frac{400}{1,15 * 200000} \rightarrow \varepsilon_l = 1,74 * 10^{-3}$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1) \rightarrow \mu_l = 0,391$$

$$\mu_{bu} = 0,021 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,026$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,178 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{(z \times f_{st})} = \frac{6,24 \times 10^{-3}}{(0,178 \times 348)} = 1,01 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité (CBA (art A4.2.1))**

$$A_t^{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,64 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 1,39 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,39 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,01 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec  $A_t = 1,39 \text{ cm}^2$

### En appuis

#### Appuis intermédiaires :

Au niveau des appuis les moments sont négatifs, donc le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{2,96 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,10 \times 0,18^2} = 0,064 < 0,186 \text{ ----- Pivot A}$$

$$\text{On a: } f_e = 400 \text{ MPa} \begin{cases} \mu_1 = 0,391 \\ \alpha_1 = 0,668 \\ \varepsilon_1 = 1,74 * 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1) \rightarrow \mu_1 = 0,391 > \mu_{bu} = 0,064 \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,083$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,174 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{2,96 \times 10^{-3}}{(0,174 \times 348)} = 0,49 \text{ cm}^2$$

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

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b_o \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{inter}} = 0,49 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on ferraille avec } A_a^{\text{inter}} = 0,49 \text{ cm}^2$$

#### Appuis de rives :

$$\mu_{bu} = \frac{1,01 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,10 \times 0,18^2} = 0,022 < 0,186 \text{ ----- Pivot A}$$

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1) \rightarrow \mu_1 = 0,391 > \mu_{bu} = 0,022 \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,028$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,178 \text{ m}$$

$$A_a^{rive} = 0,163 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0,23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 0,10 * 0,18 * \frac{2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

- **Choix de ferrailage**

En travée .....**1HA10+2HA8= 1.8cm<sup>2</sup>**

En appuis intermédiaire.... **1HA10= 0.79 cm<sup>2</sup>**

En appuis de rive .....**1HA10 = 0.79 cm<sup>2</sup>**

- **Armatures transversalesBAEL99 (Art 5.1.2.2)**

$$\phi_t \leq (\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}) \rightarrow \phi_t \leq \min (8 \text{ mm} ; 5.71 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

On prend  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  donc  $A_{t6} = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$

### III.1.3 vérifications nécessaires

#### 1- Vérification de la poutrelle au cisaillementCBA93 (Art A.5.1.1)

Fissuration peu nuisible  $\bar{\tau}_u = \min ( 0,2 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} ) = 3,33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b_0 * d} = \frac{(10,70 \times 10^{-3})}{(0,10 \times 0,18)} = 0.594 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,594 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$  Alors la condition est vérifiée pas de risque de cisaillement.

#### 2- Calcul des espacements (St) :

$$1) \quad St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad St \leq 16.2 \text{ cm}$$

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

D'où,  $St = 15 \text{ cm}$

#### a) Vérification a l'ELU

Vérification de l'effort tranchant

➤ **Vérification de la bielle**

On vérifie : que  $V^{\max} \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$  avec  $a = 0,9 * d = 16.2\text{cm}$

Ce qui donne :  $V^{\max} = 10,70\text{KN} < 0,267 \times 0,10 \times 0,162 \times 25 \times 10^3 = 108.135 \text{ KN}$

La condition est vérifiée donc pas de risque de crassement de la bielle sous l'effort tranchant.

#### ❖ Vérification des armatures longitudinales $A_s$ vis-à-vis de l'effort tranchant $V^{\max}$ (CBA (Art A5.1.3.1.2).

❖ En appuis de rive

$$A_S^{\min} \geq \frac{Y_s}{f_e} V^{\max} \Rightarrow A_S^{\min} \geq \frac{1,15}{400} \times 10,70 \times 10^{-3} \times 10^4 = 0,30 \text{ cm}^2$$

On a :  $A_1 = 0,18 + 1,01 = 1,19 \text{ cm}^2 > 0,30 \text{ cm}^2$

Alors la condition est vérifiée. ;

❖ En appuis intermédiaire

$$A_1 \geq \frac{Y_s}{f_e} \left( V^{\max} + \frac{M_a^{\text{inter}}}{0,9 d} \right) \Rightarrow A_1 \geq \frac{1,15}{400} \left( 10,70 + \frac{2,96}{0,9 \times 0,18} \right) \times 10 = -0,218 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la jonction table nervure BAEL99 (Art A.5.1.2.11)**

$$\tau_u = \frac{b_1 * V^{\max}}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 0,697 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$$

Alors la condition est Condition vérifiée Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

**Remarque** : toutes les conditions à l'ELU sont satisfaites.

**b) Vérification a l'ELS**

➤ **Etat limite de compression du béton** : on doit vérifier que :

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

❖ En travée

La Position de l'axe neutre H

$$H = \frac{b * h_0^2}{2} - 15 A(d - h_0) = 1,3 * 10^{-4} \text{ m}^3 > 0$$

L'axe neutre passe par la table de compression, donc on fait des vérifications des contraintes pour une section de (b\*h).

➤ **Calcul de la position de l'axe neutre (Y) et le moment d'inertie (I)**

$$\frac{b_0}{2} * y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$32y^2 + 27y - 486 = 0 \Rightarrow \text{La résolution de cette équation nous donne } y = 3,49 \text{ cm.}$$

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

$$I = \frac{64}{3}3,49^3 + 15 * 1,8 * (18 - 3,49)^2 = 6591,43\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,04 \times 10^{-3}}{6591,43 \times 10^{-8}} 3,49 * 10^{-2} = 3,73\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

**Remarque** : pas de risque de décrassement de la bielle sous l'effet du moment.

❖ En appuis

En appuis intermédiaire

$$M_{a(\text{ser})} = -3,33\text{KN/m} \text{ et } A_{a(\text{inter})} = 0,79\text{ cm}^2$$

Le calcul se fera pour une section ( $b_0 * h$ )

$$\frac{b_0}{2} * y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$5y^2 + 17,85y - 21,33 = 0 \Rightarrow \text{La résolution de cette équation nous donne } y = 5,45\text{ cm.}$$

$$I = \frac{b_0}{3}y^3 + 15A(d-y)^2$$

$$I = \frac{10}{3}5,45^3 + 15 * 0,79 * (18 - 6)^2 = 2406\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3,33 \times 10^{-3}}{2406 \times 10^{-8}} 5,45 * 10^{-2} = 7,54\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

**Remarque** : pas de risque d'éclatement du béton.

➤ **Vérification de la flèche**

D'après l'article de BAEL91 (Art B.6.5) la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées.

Conditions de la vérification de la flèche Données :

$$l = 3,8\text{ m} ; M_{0S} = 10,39\text{KN.m} ; M_{ts} = 7,04\text{KN.m} ; A_t = 1,8\text{cm}^2$$

-on prend comme exemple la travée (F-G) de la poutrelle de type (3) du plancher étage courant.

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

$$1) \frac{h(\text{poutrelle})}{L} \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0S}} \Leftrightarrow 0,053\text{cm} > 0,045\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{A_t}{b_0 * d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Leftrightarrow 1,56 \times 10^{-3}\text{cm}^2 < 9 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$3) L \leq 8\text{ m} \Leftrightarrow L = 3,8\text{m} < 8\text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

**Remarque** : le même calcul a été fait pour terrasse inaccessible d'où en na pris le plus défavorable (étages courants).

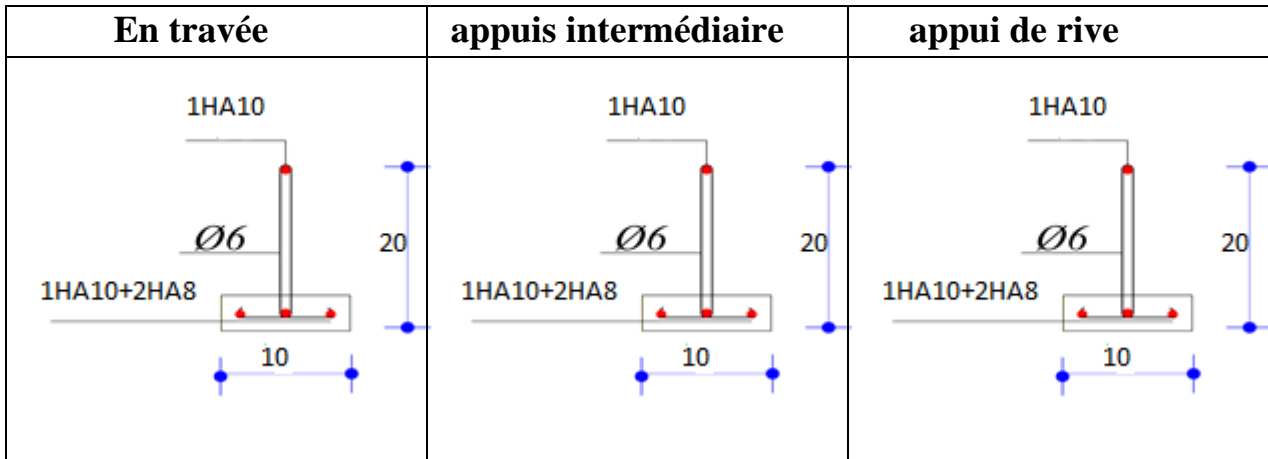


Figure III-7- : détail schéma de ferrailage des poutrelles étage courant.

### III.2 Etude de la dalle de compression

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 4.23) la dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Elle sera armée par un quadrillage des barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser

20 cm: Pour les armatures perpendiculaire aux nervures.

33 cm : Pour les armatures parallèles aux nervures. On utilise des barres de type rond lisse de nuance  $f_e=400\text{MPa}$ .

Armatures perpendiculaires aux poutrelles  $A^\perp$

$$A^\perp = \frac{4 \cdot b}{f_e} = 0.64 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèles aux poutrelles  $A^\parallel$

$$A^\parallel = \frac{A^\perp}{2} = 0.32 \text{ cm}^2$$

On adopte pour un treillis soudé  $5\text{Ø}6$  tel que :  $e=15\text{cm}$

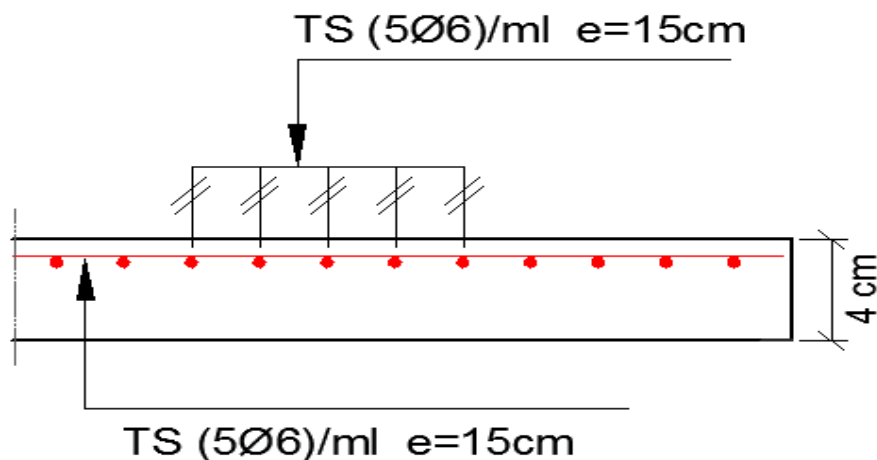


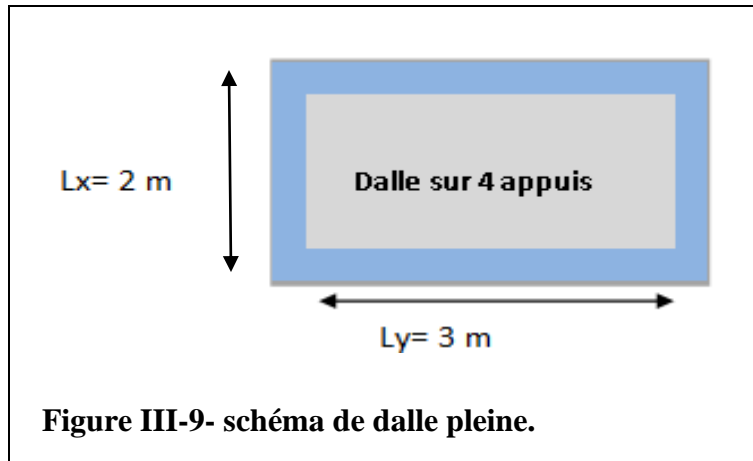
Figure III-8- : ferrailage de la dalle de compression.



### III.3. Calcul des planchers à dalle pleine

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

#### Dalle sur quatre appuis :



#### - Caractéristiques de la dalle :

$$G=5.1\text{KN/m}^2; Q=3.5\text{KN/m}^2$$

$$L_x=2\text{m} \quad ; \quad L_y=3\text{m} \quad ; \quad \rho = l_x/l_y=0.66 > 4 \quad ; \quad \text{Donc la dalle travaille sur deux sens.}$$

#### - Evaluation des charges

$$P_u=1.35G+1.5Q=12.69\text{kn/m}^2$$

$$P_s =G+Q=9.01\text{KN/m}^2$$

#### - Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

$$M_0^x= u_x(p_u \cdot l_x^2) \quad \begin{matrix} \underline{Elu} \\ \left\{ \begin{array}{l} u_x=0.07373 \\ u_y=0.3753 \end{array} \right. \end{matrix} \quad \begin{matrix} \underline{ELS} \\ \left\{ \begin{array}{l} u_x=0.0792 \\ u_y=0.5351 \end{array} \right. \end{matrix}$$

**Tableau III.5.** Estimation des moments dans le panneau.

Moments	ELU (kN.m)	ELS (KN.m)
$M_0^x$ (KN.m)	3.74	2.85
$M_0^y$ (KN.M)	1.40	1.52
$M_{tx}=0.75M_0^x$	2.805	2.13
$M_{ty}=0.75M_0^y$	1.05	1.14
$M_{ay} = \text{Max} = -0.5M_0^x$	-1.87	-1.43

### III.3.1. Calcul du ferrailage à l'ELU

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

Avec  $b=100\text{cm}$  ;  $h=e=13\text{cm}$  ; FPN ;  $c=2$  ;  $d=11\text{cm}$

**Tableau III.6.** Ferrailage du panneau.

position	sens	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	Acal ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	Amin ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	Aopté ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	St (cm)
En travée	X-X	0.0163	0.0205	0.1090	0.739	1.33	4HA8=2.01	20
	Y-Y	0.0061	0.0076	0.1096	0.275	1.33	4HA8=2.01	20
En appui	X-X et Y-Y	0.0108	0.0135	0.1094	0.49	1.33	4HA8=2.01	20

#### ❖ Vérification à l'ELU

Les résultats des vérifications de l'effort tranchant sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.7.** Vérification de l'effort tranchant dans le panneau.

Type	Sens	Vu (KN)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)		Observation
			$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	
Dalle 1	X-X	10.59	0.096	2.5	Vérifiée

#### ❖ Vérifications à l'ELS

##### - Vérification des contraintes :

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications à l'ELS du panneau

**Tableau III.8.** Tableau des vérifications des contraintes à l'ELS dans le panneau.

Position	Sens	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)		Observation
					$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	
En travée	X-X	2.13	2.27	2687.72	1.79	15	Vérifiée
	Y-Y	1.14	2.27	2687.72	0.962	15	Vérifiée
En appui	X-X et Y-Y	1.43	2.27	2687.72	1.2	15	Vérifiée

- Etat limite de déformation (Flèche)

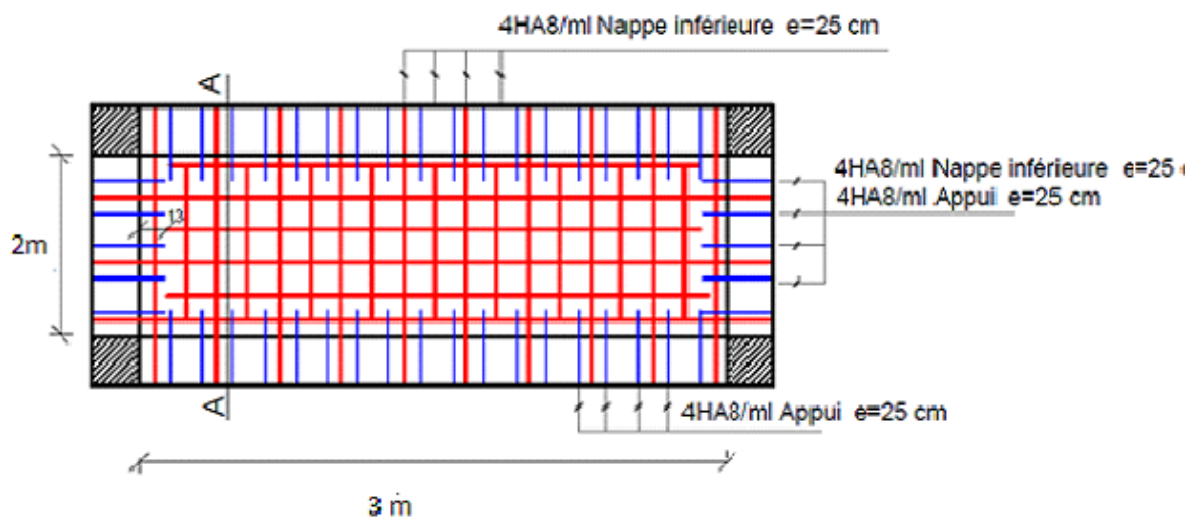
**Sens X :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.065 \geq \text{Max} \left( \frac{3}{80}; \frac{M_t^S}{20 \cdot M_0^S} \right) = 0.0373 \dots \text{vérifiée} \\ \frac{A_t}{b \cdot d} = 0.0018 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \text{vérifiée} \\ L = 2\text{m} \leq 8\text{m} \dots \text{vérifiée} \dots \end{array} \right.$$

**Sens-Y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.043 \geq \text{Max} \left( \frac{3}{80}; \frac{M_t^S}{20 \cdot M_0^S} \right) = 0.040 \dots \text{vérifiée} \\ \frac{A_t}{b \cdot d} = 0.013 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \text{vérifiée} \\ L = 3\text{m} \leq 8\text{m} \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

**Figure III-10**-schéma ferrailage de dalle pleine



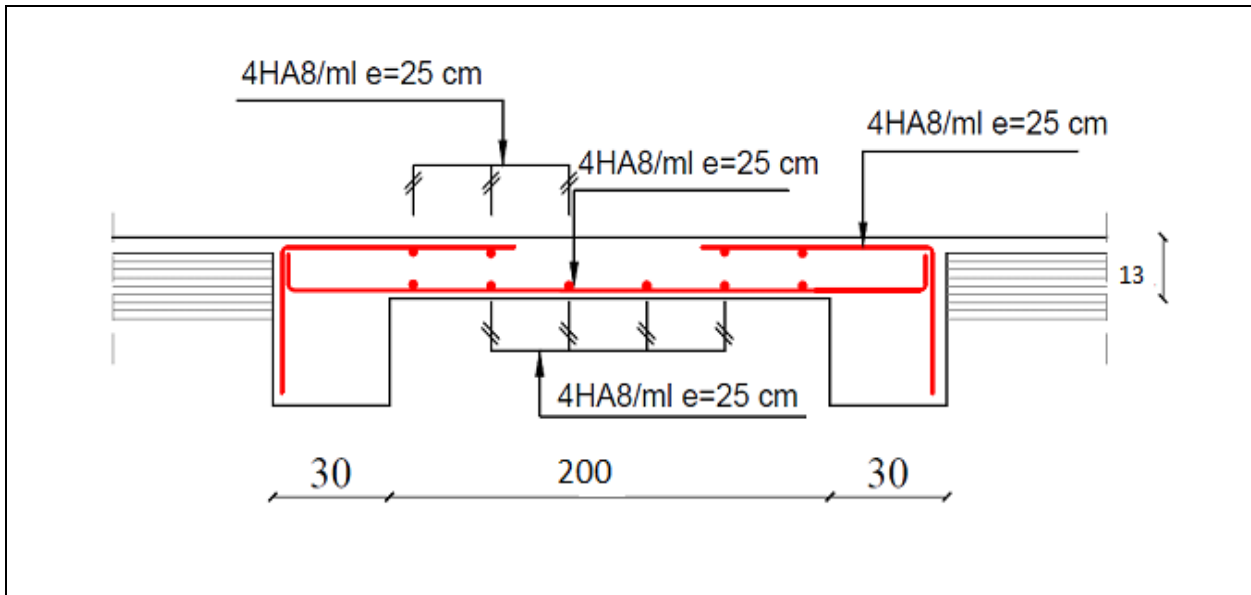


Figure III-11-Coupe A-A du panneau.

### III.4. Etude de l'escalier

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferriller comme une section rectangulaire de largeur  $b=100\text{cm}$  et de hauteur  $h$  (avec  $h=e$ ).

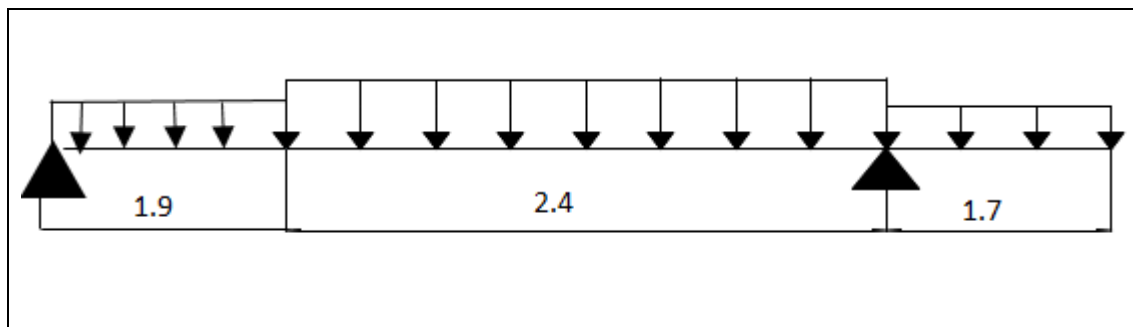


Figure -III-12-schema statique de l'escalier.

#### III.4.1. Calcul des sollicitations

$$\text{Palier} \begin{cases} G_p = 4.86 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{Volée} \begin{cases} G_v = 7.5 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- Calcul du chargement revenant sur l'escalier

$$\text{ELU} \begin{cases} q_v^U = 1,35G_v + 1,5Q_v = 13.87 \text{ KN/m} \\ q_p^U = 1,35G_p + 1,5Q_p = 10.31 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_v^S = G_v + Q_v = 10 \text{ KN/m} \\ q_p^S = G_p + Q_p = 7.36 \text{ KN/m} \end{cases}$$

- **Calcul des réactions d'appuis**

Après avoir effectué un calcul RDM on trouve :

$$\Sigma M = 0 \Rightarrow (R_B \times 4.3) - [(10.31 \times 1.9) \times 0.95] - [(13.87 \times 2.4) \times 3.1] - [(10.31 \times 1.7) \times 5.15] = 0$$

$$ELU \begin{cases} R_A = 21.08 \text{ KN} \\ R_B = 49.31 \text{ KN} \end{cases}$$

**Remarque :** l'élément étudié est le cas d'une poutre isostatique, alors le calcul des sollicitations se fera avec la méthode RDM (méthode classique).

### ELU

#### **Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1,9$**

$\Rightarrow$

$$M(0) = 0$$

$$M(1,9) = 21.44 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow$

$$T(0) = -21.08 \text{ KN}$$

$$T(1,90) = -1.49 \text{ KN}$$

$$M_{max}(2.04) = 21.55 \text{ KN.m}$$

#### **Tronçon 2 : $1,90 \leq x \leq 4,30$**

$\Rightarrow$

$$M(1,90) = 21.44 \text{ KN.m}$$

$$M(4,30) = -14.52 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow$

$$T(1,90) = -1.49 \text{ KN}$$

$$T(4,30) = 31.80 \text{ KN}$$

$$M_{max}(1.52) = 19.83 \text{ KN.m}$$

#### **Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1,70$**

$\Rightarrow$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,70) = -14.90 \text{ KN.m}$$

$$T(0) = 0 \text{ KN}$$

$$T(1,90) = 31.80 \text{ KN}$$

$$M_{max}(0) = 0 \text{ KN.m}$$

### ELS

$$\Sigma M = 0 \Rightarrow (R_B \times 4.3) - [(7.36 \times 1.9) \times 0.95] - [(10 \times 2.4) \times 3.1] - [(7.36 \times 1.7) \times 5.15] = 0$$

$$ELS \begin{cases} R_A = 15.12 \text{ KN} \\ R_B = 35.38 \text{ KN} \end{cases}$$

**Tronçon 1 :  $0 \leq x \leq 1,9$** 

⇒

$$M(0) = 0$$

$$M(1,9) = 15,44 \text{ KN.m}$$

⇒

$$T(0) = -15,12 \text{ KN}$$

$$T(1,9) = -1,14 \text{ KN}$$

$$M_{\max}(2,05) = 15,53 \text{ KN.m}$$

**Tronçon 2 :  $1,90 \leq x \leq 4,30$** 

⇒

$$M(1,90) = 15,44 \text{ KN.m}$$

$$M(4,30) = -12,61 \text{ KN.m}$$

⇒

$$T(1,90) = -14,75 \text{ KN}$$

$$T(4,30) = -27,04 \text{ KN}$$

$$M_{\max}(1,51) = 14,24 \text{ KN.m}$$

**Tronçon 3 :  $0 \leq x \leq 1,70$** 

⇒

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,70) = -10,63 \text{ KN.m}$$

$$T(0) = 0 \text{ KN}$$

$$T(1,90) = 12,51 \text{ KN}$$

$$M_{\max}(0) = 0 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des sollicitations**

La poutre étudiée est supposée isostatique, donc le calcul des sollicitations se fera par la méthode des sections (RDM).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.9.** Sollicitations dans l'escalier.

	Réactions d'appuis(KN)		M0 Max (KN.m)	Moments en travée	Moments en appui
	R <sub>A</sub>	R <sub>B</sub>			
<b>ELU</b>	<b>21.08</b>	<b>49.32</b>	<b>21.55</b>	<b>16.16</b>	<b>-10.77</b>
<b>ELS</b>	<b>15.12</b>	<b>35.38</b>	<b>15.53</b>	<b>11.65</b>	<b>-7.76</b>

En raison de l'encastrement partiel des appuis de l'escalier, les moments obtenus ont été corrigés avec les coefficients suivants :

En travée  $M_t^{\max} = 0.75M_0^{\max}$

En appui  $M_a^{\max} = -0.5M_0^{\max}$

### III.4.2 Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec  $M_t^{\max}$  en travée et  $M_a^{\max}$  en appuis pour une section (b x e) = (100 x 14) cm<sup>2</sup>.

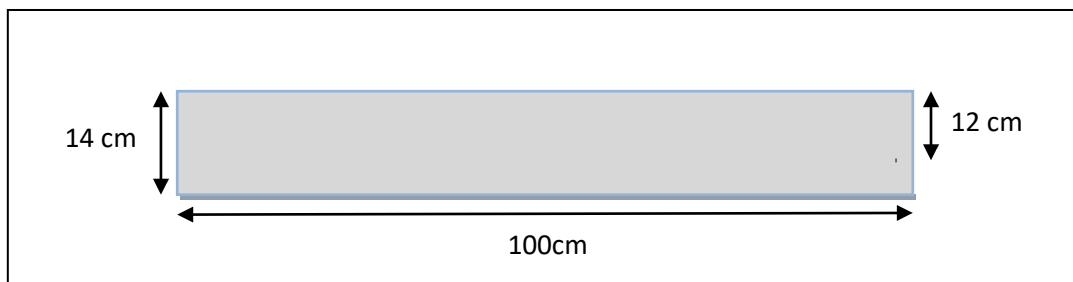


Figure III-13-Section droite de l'escalier à ferrailer

- Armatures longitudinales

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III-10- Ferrailage de l'escalier.

Position	$M_u$ (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
Travée	16.16	0.0790	0.103	0.115	4.03	1.45	4HA12=4.52	25
Appui	10.77	0.053	0.068	0.117	2.65	1.45	4HA10=3.13	25

- Armatures de répartition :

Nous avons des charges réparties, donc :  $A_r = \frac{A_{principale}}{4}$

- En travée :  $A_r = 1.13 \frac{cm^2}{ml} \rightarrow$  Soit 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml
- En appui :  $A_r = 0.78 \frac{cm^2}{ml} \rightarrow$  Soit 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml

### III.4.3.Vérifications

#### ➤ Vérification de l'espacement

Pour les armatures principales (longitudinales)

$$\begin{cases} S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(3e ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en travée} \\ S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3e ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en appuis} \end{cases}$$

Pour les armatures de répartition (transversale) :

$$\begin{cases} S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en travée} \\ S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(3e ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en appuis} \end{cases}$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$V_{\max} = 31.80\text{KN} \rightarrow \tau_u = \frac{V_{\max}}{b * d} = 0.265\text{MPa} \leq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

Alors La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement.

• **Vérification a l'ELS**

La fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire concernent uniquement :

- La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc}$ .
- L'état limite de déformation (flèche).

• **Vérification des contraintes sur le béton**

Comme la fissuration est peu nuisible alors nous n'avons qu'à vérifier que

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

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

types	$M_{ser}$ (KN. m)		Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
<b>Travée</b>	$M_t$	<b>11.65</b>	<b>3.41</b>	<b>6324.6</b>	<b>6.2</b>	<b>15</b>	<b>Vérifiée</b>
<b>Appui</b>	$M_a$	<b>-7.76</b>	<b>2.92</b>	<b>4713.1</b>	<b>4.80</b>	<b>15</b>	<b>Vérifiée</b>

• **Vérification de la flèche**

$$\begin{cases} e = 14\text{cm} \geq \max\left(\frac{1}{10}, \frac{M_t^s}{10M_0^s}\right) = 44.9\text{cm} & \text{non vérifiée} \\ A = 4.52 \times 10^{-4} \leq \frac{4,2bd}{f_e} = 1.26 \times 10^{-3} & \text{vérifié} \\ l = 6\text{m} < 8\text{m} & \text{vérifié} \end{cases}$$

**Remarque :**

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



➤ **Vérification de la flèche**

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{E_v I} < \frac{l}{500}$$

Avec  $L=600\text{cm}$ ;  $h=14\text{cm}$ ;  $b=100\text{cm}$ ;  $d=12.6\text{cm}$ ;  $A_t=4.52\text{cm}^2$ ;  $E_v=10818.86\text{cm}^2$ ;  $n=15$

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + n * A_t * (v_2 - c)^2$$

$V_1$  et  $V_2$  = section homogène.

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

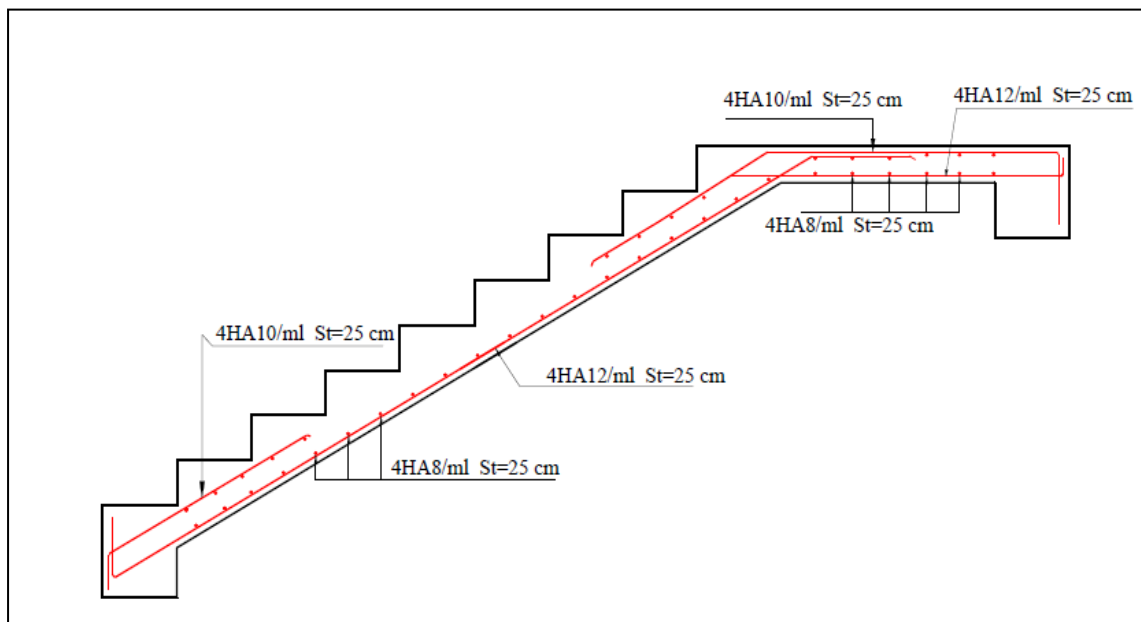
$$B_0 = Bxh + n * A_t = 1467.8\text{cm}$$

$$S_{xx} = b * h * (h/2) + n * A_t * d = 10654.28\text{cm}^3$$

$$V_1 = 7.25\text{cm}; v_2 = 6.75\text{cm}$$

$$I = 24894.77\text{cm}^4$$

Donc  $f = 1.2 > 1.08$  la condition est vérifiée.



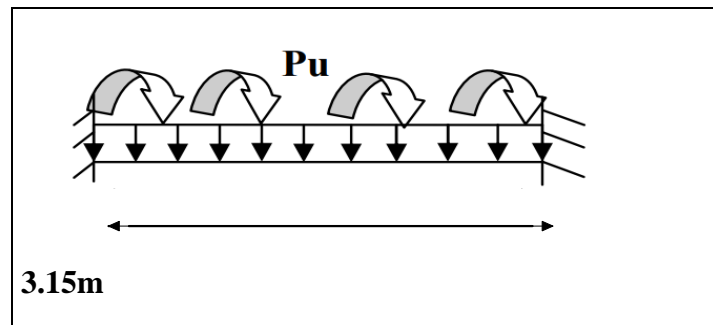
**Figure III-14-**Schéma de ferrailage de l'escalier.

### III.5. Etude de la Poutre palière

La poutre palière est un élément soumis à la flexion simple qui est due à son poids propre, et à de la torsion qui est due à la charge transmise par l'escalier.

a) **Calcul à la flexion simple**

➤ Calcul des sollicitations



**Figure III-15-** schéma statique de la poutre palière.

Avec  $(b \cdot h) = 25 \cdot 30 \text{ cm}^2$

- Poids propre  $g_0 = 25 \cdot 0.30 \cdot 0.25 = 1.88 \text{ KN/m}$

- Poids du mur  $g_m = 2.80 \cdot ((3.06/2) - 0.30) = 3.44 \text{ KN/m}$

- Charge transmise de la paillasse :  $\begin{cases} R_A^U = 21.08 \text{ KN} \\ R_A^S = 15.12 \text{ KN} \end{cases}$

b) **Calcul des sollicitations**

ELU  $q^U = 1.35 (g_0 + g_m) + R_A^U = 28.26 \text{ KN.m}$

ELS  $q^S = (g_0 + g_m) + R_A^S = 20.44 \text{ KN.m}$

• **Les moments :**

$$M_0^U = \frac{q \cdot L^2}{8} = 35.05 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t^U = 0.85 M_0^U = 29.79 \text{ KN} \\ M_A^U = -0.5 M_0^U = -17.52 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_0^S = \frac{q^U \cdot L^2}{8} = 25.35 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t^S = 0.85 M_0^S = 21.55 \text{ KN} \\ M_A^S = -0.5 M_0^S = -12.67 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Efforts tranchants :**

$$V = \frac{q^U \cdot L}{2} = 44.51 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage longitudinal à l'ELU**

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.12.** Résultats du ferrailage de la poutre palière en flexion simple.

position	M(KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$
Travée	29.79	0.107	0.142	0.264	3.24	0.84
Appuis	-17.52	0.063	0.081	0.270	1.86	0.84

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b * d} = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.63 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

• **Armatures transversales :**

On fixe  $s_t = 15 \text{ cm}$  et on calcul  $A_t \begin{cases} t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ t = 15 \text{ cm} < 25.2 \text{ cm} \end{cases}$

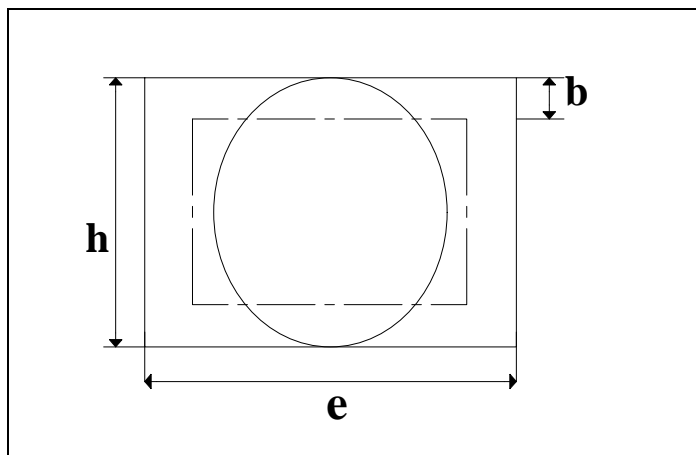
$$A_t \geq \frac{0,4 * b * s_t}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0,375 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 1$$

$$A_t \geq \frac{b * s_t (\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9f_e} \rightarrow A_t \geq 0 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 2$$

$$A_t = \max(1, 2) \rightarrow A_t^{Fs} = 0,375 \text{ cm}^2$$

**III.5.1.Calcul à la torsion**

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur des parois est égale au sixième du diamètre de cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.



**Figure III-16-**Section creuse équivalente.

➤ **Calcul des sollicitations**

❖ Le moment de torsion

$$M_{\text{tor}} = -M_a * \frac{1}{2} = -10.77 * \frac{3.15}{2} = 16.96 \text{ KN.m}$$

Avec :  $M_a$  le moment en appui A calculé dans l'escalier

$$\emptyset = \min(25, 30 \text{ cm}) \rightarrow \emptyset = 25 \text{ cm} \text{ Donc } e = \frac{25}{6} = 4.17 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 538 \text{ cm}^2$$

$$U = 2((b + h) - 10) = 90 \text{ cm}; \text{ Périmètre de la section de la poutre palière}$$

❖ Armatures longitudinales

$$A_l^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} * U}{2\Omega * f_{\text{st}}} = \frac{16.96 * 10^{-3} * 0.9}{2 * 0.0538 * 348} \rightarrow A_l^{\text{tor}} = 4.07 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures transversales

$$\text{On fixe } St = 15 \text{ cm} \rightarrow A_t^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} * St}{2\Omega * f_e} = 0.68 \text{ cm}^2$$

❖ La contrainte de cisaillement

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2\Omega e} = \frac{16.96 * 10^6}{2 * 538 * 10^2 * 4.17} = 3.77 \text{ MPa} > 3.33 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement n'est pas vérifiée on doit augmenter la section de la poutre.

On va opter pour une poutre de  $30 \times 35 \text{ cm}^2$ .

$$\text{Avec } (b * h) = 30 * 35 \text{ cm}^2$$

$$\text{- Poids propre } g_0 = 25 * 0.30 * 0.35 = 2.625 \text{ KN/m}$$

$$\text{- Poids du mur } g_m = 2.80 * ((3.06/2) - 0.30) = 3.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{- Charge transmise de la paillasse : } \begin{cases} R_A^U = 21.08 \text{ KN} \\ R_A^S = 15.12 \text{ KN} \end{cases}$$

**b) Calcul des sollicitations**

$$\text{ELU } q^U = 1.35 (g_0 + g_m) + R_A^U = 29.27 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS } q^S = (g_0 + g_m) + R_A^S = 21.18 \text{ KN.m}$$

• **Les moments :**

$$M_0^U = \frac{q * L^2}{8} = 36.30 \text{KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t^U = 0.85M_0^U = 30.85 \text{KN} \\ M_A^U = -0.5M_0^U = -18.15 \text{KN} \end{cases}$$

$$M_0^S = \frac{q^U * L^2}{8} = 26.27 \text{KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t^S = 0.85M_0^S = 22.33 \text{KN} \\ M_A^S = -0.5M_0^S = -13.13 \text{KN} \end{cases}$$

• **Efforts tranchants :**

$$V = \frac{q^U * L}{2} = 46.10 \text{KN}$$

➤ **Ferraillage longitudinal à l'ELU**

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.13.** Résultats du ferraillage de la poutre palière en flexion simple.

position	M(KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée	30.85	0.066	0.085	0.319	2.78	1.19
Appuis	-18.15	0.039	0.049	0.323	1.62	1.19

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b * d} = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.46 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

• **Armatures transversales :**

On fixe  $s_t = 15 \text{cm}$  et on calcul  $A_t \begin{cases} t \leq \min(0,9d; 40 \text{cm}) \\ t = 15 \text{ cm} < 25.2 \text{ cm} \end{cases}$

$$\begin{cases} A_t \geq \frac{0,4 * b * s_t}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0,45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 1 \\ A_t \geq \frac{b * s_t (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} \rightarrow A_t \geq -0.2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 2 \\ A_t = \max(1, 2) \rightarrow A_t^{Fs} = 0,45 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**Calcul à la torsion**

**Tableau III.14.** Récapitulatifs de calcul à torsion

$M_{tor}$	$\varnothing$	e	$\Omega$	U	$A_1^{tor}$	$A_t$	$\tau^{tor}$	$\bar{\tau}$	observation
16.96	30	0.05	750	110	3.57	0.48	2.26	3.33	Vérifiée

Il faut vérifier que :

$$\tau_{totale} = \sqrt{\tau^{FS^2} + \tau^{(tor)^2}} \leq \bar{\tau} = \min\left(\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}\right); 5MPa\right) = 3,33 MPa$$

$\tau_{totale} = 2.30MPa < \bar{\tau} = 3,33Mpa$  ..... Vérifiée

Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

• **Ferraillage globale**

❖ Armatures longitudinales :

-En travée :  $A_L^{totale} = A_L^{FS} + \frac{A_L^{tor}}{2} = 2.87 + 1.785 = 4,655 cm^2$

Soit : 4HA12+2HA8=5.53cm<sup>2</sup>

-En appui :  $A_a^{totale} = A_a^{FS} + \frac{A_L^{tor}}{2} = 1.62 + 1.785 = 3.405 cm^2$

Soit : 4 HA12=4.52cm<sup>2</sup>

❖ Armatures transversales

$A_t = A_t^{FS} + A_t^{tor} = 0,45 + 0,48 = 0.93 cm^2$

Soit un cadre et un étrier  $\varnothing_8 \rightarrow 2\varnothing_8 = 1.01cm^2$ chaque St = 15cm

**Vérification a L'ELS**

**Tableau III-15-** vérification a l'ELS.

position	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	21.33	6.61	62582.45	2.25	15	vérifiée
En appui	-13.13	6.04	52952.34	1.49	15	vérifiée

**Vérification de la flèche :** La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

$$\frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \rightarrow \frac{0.35}{3.15} = 0.111 > 0.084 \text{ m} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow 5.5 \text{ cm}^2 < 9 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$L = 3,15\text{m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

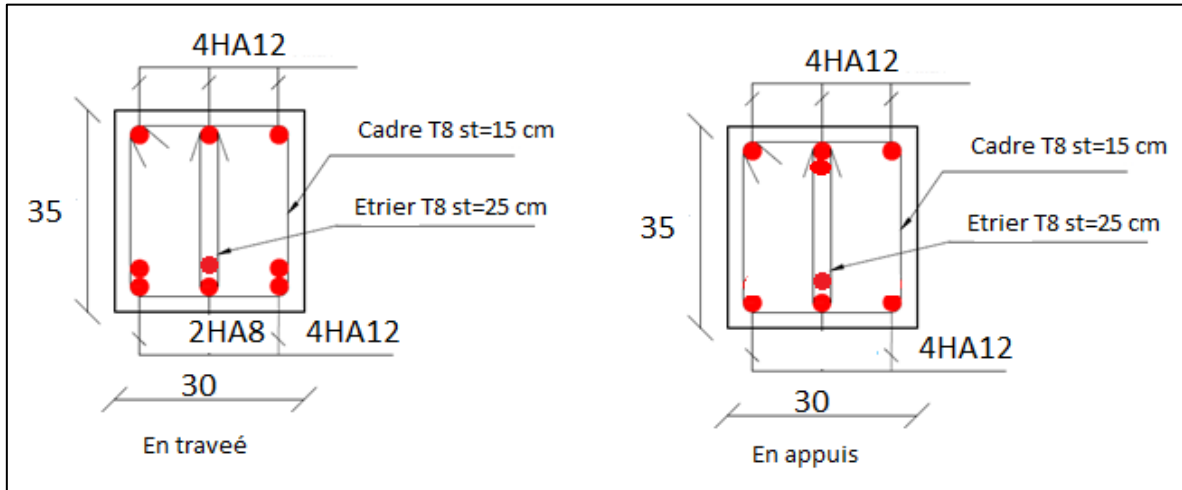


Figure III-17-schéma ferraille de la poutre palière.

### III.6. Etude de la poutre de chaînage

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.

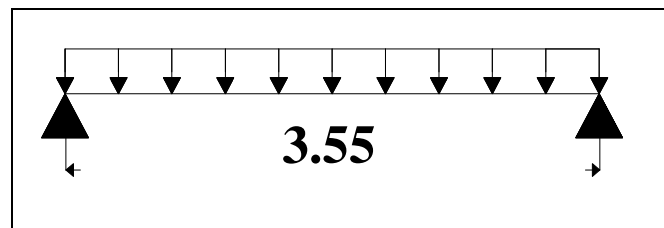


Figure III-18- schéma statique chaînage.

➤ **Calcul des sollicitations**

La poutre de chaînage est soumise aux chargements suivants avec (bxh)= (25x30) cm<sup>2</sup>

Poids propre : 25x0.25 x0.30 =1.87KN/ml

Poids du mur : 2,8x (3.06-0,25)=) 7.87KN/ml

- La charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\begin{cases} p_1^U = 1.35 * (1.87 + 7.87) = 13.14 \text{ KN/m} \\ p_2^S = 1.87 + 7.87 = 9.74 \text{ KN/m} \end{cases}$$

**Calcul a L'ELU**

$$M_0^U = \frac{P_U \times l^2}{8} = 20.69 \text{KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.75 * 20.69 = 15.52 \text{ KN/m} \\ M_a = -0.5 * 20.69 = -10.34 \text{KN/m} \end{cases}$$

- **Armature longitudinales**

$$d=0.9xh=0.9x0.3=0.27\text{m}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III-16-** ferrailage longitudinale de la poutre de chaînage

position	M (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal} \text{cm}^2$	$A_{min} \text{cm}^2$	$A_{choisi}$
Travée	15.52	0.059	0.076	0.261	1.7	0.815	3HA10
Appuis	10.34	0.039	0.049	0.264	1.12	0.815	3HA10

**Vérification al 'ELU :**

- **Effort tranchant**

$$V^u = \frac{P_U \times L}{2} = 23.32 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{23.32 * 10^{-3}}{0.25 * 0.27} = 0.34 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2f_{c28}; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement.

- **Armatures transversales**

On fixe  $s_t = 15 \text{cm}$  et on calcul  $A_t \begin{cases} t \leq \min(0,9d; 40 \text{cm}) \\ t = 15 \text{ cm} < 24.3 \text{ cm} \end{cases}$

$$A_t \geq \frac{0,4 * b * s_t}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0.375 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 1$$

$$A_t \geq \frac{b * s_t (\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,8f_e} < 0 \dots \dots \dots 2$$

$$A_t = \max(1, 2) \rightarrow A_t^{Fs} = 0.375 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre  $\emptyset_8 \rightarrow 2\emptyset_8 = 1.01 \text{ cm}^2$

**Vérifications à l'ELS**

- **Vérification des contraintes sur le béton :**



$$\sigma_{bc} = M_s * \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} \quad \text{Tel que } M_s=15.34\text{KN.m}$$

$$M_t^s = 0.75 \times M_s = 11.50 \text{ KN.m}$$

$$M_a^s = 0.5 \times M_s = 7.67 \text{ KN.m}$$

Après avoir calculé on obtient :

En travée  $\sigma_{bc} = 6.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

En appuis  $\sigma_{bc} = 4.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

### Evaluation de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \rightarrow \frac{0.25}{3.15} = 0.084 > 0.07 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ A \leq \frac{4,2 b d}{f_e} \rightarrow 2.36 \text{ cm}^2 < 2.83 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Verifiée} \\ L = 3.55 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Verifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire vu que toutes les conditions sont vérifiées.

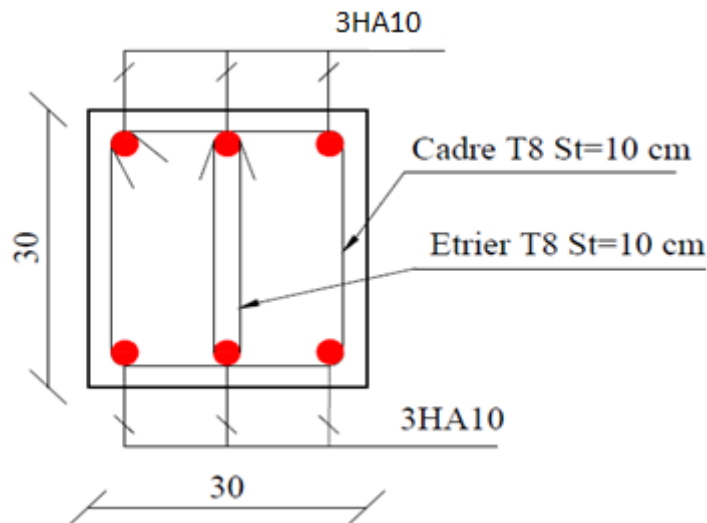


Figure III-19-schéma ferrailage de la poutre de chaînage.

## III.7. Etude de l'acrotère

### III.7.1. Hypothèses de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre linéaire.
- La fissuration est considérée nuisible.

### III.7.2. Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère

L'acrotère est soumis à deux types de charges :

- Charges en situation courante.
- Charge en situation accidentelle.

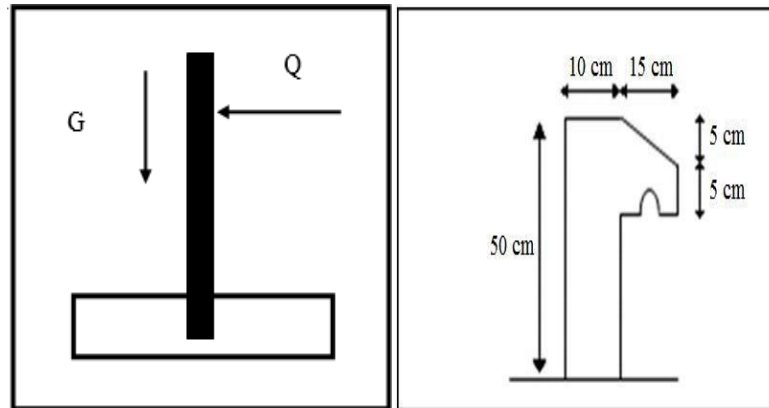


Figure III-120-Schéma statique de l'acrotère.

D'après le RPA 99V2003 (Art 6.2.3) les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments nos structuraux ancrées a la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15 (Z_{IIa}): \text{Coefficient d'acceleration} \dots \dots \dots \\ C_p = 0,8: \text{Facteur de force horizontale} \dots \dots \dots \\ W_p = 1.5312 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}: \text{Poids propre de l'acrotère} \dots \dots \dots \end{array} \right.$$

$S=0.6125\text{m}^2$  ;  $G=wp=1.5312\text{KN/ml}$  ce qui donne  $F_p = 0.735 \text{ KN/ml}$

**III.7.3.Calcul des sollicitations**

L'acrotère est soumis à :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G=1.5312 \text{ KN/ml} \\ N_Q=0 \\ F_p=0.735\text{KN} \\ q_u=1.5 \text{ fp}=1.1025 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_G=0 \\ M_Q=Qxh=0.5 \text{ KN.m} \\ q_s=fp \end{array} \right.$$

Les sollicitations revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III-17-Combinaisons d'actions de l'acrotère.**

Combinaison	ELU	ELS
M(KN.m)	0.75	1.5312
N (KN)	2.06712	2,68

- **Calcul de l'excentricité**

$$E_0 = (M_u / N_u) = 0.74$$

$$h/l = 0.08$$

$e_0 > (h/l)$  le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau et  $N_u$  est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple, soumise à un moment  $M_{ua} = N_u \times e$ .

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement) **BAEL91 (Art 4.4)**.

On remplace l'excentricité réelle ( $e_0 = M_u / N_u$ ) par une excentricité totale de calcul :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

$e_2$  : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times \alpha (2 + \phi \times \alpha)}{10^4 \times h_0}$$

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = (2 \text{ cm et } h/250)$$

$h$  : Portée de l'élément = 50 cm

$\phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considéré.

$$\alpha = (M_G) / (M_G + M_Q) = 0 \quad \text{RPA99V2003 (Art. A.4.3.5)}$$

$l_f = 2 \times h = 2 \times 0.5 = 1 \text{ m}$  la longueur du flambement

$$e_2 = 0.006 \text{ m} = 6 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; 0.2) = 2 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } e = 0.74 + 0.02 + 6 \times 10^{-3} = 0.766 \text{ m}$$

Les sollicitations de calcul à l'ELU deviennent :

$$N_u = 2.06712 \text{ KN} \quad ; \quad M_u = N_u \times e = 1.5834 \text{ KN.m}$$

### III.7.4. Ferrailage de l'acrotère

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} ; d' = 2 \text{ cm}$$

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

**Tableau III-18-Ferrailage de l'acrotère**

$M_{ua}$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	AS (cm <sup>2</sup> /ml)	Amin (cm <sup>2</sup> /ml)
1.6454	0.01810	0.0228	0.0792	0.5375	0.5969	0.966

- **Choix des armatures**

**Armature principale**  $\Rightarrow A_{t \min} = 0.966 \text{ cm}^2 > A = 0.5375 \text{ cm}^2/\text{ml}$  donc on ferraille avec

$A_{t \min} = 0.966 \text{ cm}^2$  Soit : 4HA8 = 2,01  $\text{cm}^2$

**Armature secondaire**  $\Rightarrow A_{s \min} = 0.5025 \text{ m}^2$  Soit : 4HA8 = 2,01  $\text{cm}^2$

- **Armatures de répartition**

$A_r = A(\text{choisis})/4 = 0.5025 \text{ cm}^2/\text{ml}$  on opte pour 4HA8 = 2.01  $\text{cm}^2$

- **Calcul des espacements**

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

Sens secondaire  $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

### Vérifications à l'ELU

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u \leq \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.01873 \text{ MPa} \quad ; \quad \tau_u < 1.17 \text{ MPa} \text{ pas de risque de cisaillement.}$$

- **Vérifications à l'ELU**

Les vérifications à faire dans le cas d'une fissuration préjudiciable sont :

- 1- La contrainte limite dans le béton.
- 2- La contrainte limite dans les aciers.

- **Vérification des contraintes :**

$$M_{\text{ser}} = 0.5 \text{ KN.m} ; N_{\text{ser}} = 1.5312 \text{ KN} ; \eta = 1.6 \text{ pour acier HR}$$

$$\sigma_{\text{st}} = 15 \frac{N_{\text{ser}}}{\mu t} (d - y) \leq \sigma_{\text{st}} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$$

$$\sigma_{\text{st}} = \min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = N * \frac{y}{\mu t} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Calcul de y (y = yc + c)**

Position du centre de poussés :

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} - \frac{h}{2} = 0.276 \text{ m}$$

D'après la convention de signe du BAEL on a N qui est effort de compression, donc

$$C = -0.276 \text{ m}$$

$$P = -3c^2 + \frac{90A}{b}(d-c) = -0.232$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A}{b}(d-c)^2 = 0.042$$

$$\text{On a : } y_c^3 + py_c + q = 0 \dots \dots (1)$$

La solution de l'équation 1 dépend de  $\Delta$  :  $\Delta = -2.32 \times 10^{-3} < 0$  donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-c \leq y_c \leq h - c \quad \Rightarrow \quad 0.276 \leq y_c \leq 0.224$$

$$Yc1 = a \cos\left(\frac{\varnothing}{3}\right) = 0.312$$

$$Yc2 = a \cos\left(\frac{\varnothing}{3} + 120^\circ\right) = -0.554 \quad \text{avec : } a = 2 \sqrt{-\frac{p}{3}} = 0.556$$

$$Yc3 = a \cos\left(\frac{\varnothing}{3} + 240^\circ\right) = 0.242 \quad \varnothing = \cos^{-1}\left(3q/2p \sqrt{-\frac{3}{p}}\right) = 167.55$$

$$Y1 = 0.312 - 0.276 = 0.036 \text{ m}$$

$$Y2 = -0.544 - 0.276 = -0.83 \text{ m}$$

$$Y3 = 0.242 - 0.276 = -0.034 \text{ m}$$

On prend  $y_c = 0.312 \text{ m}$  ;  $y = 0.036 \text{ m}$

$$\mu t = \frac{by^2}{2} - 15A(d-y) = 5.15 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

D'où

$$\sigma_{bc} = N * \frac{y}{\mu t} = 0.107 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15N}{\mu t} (d - y) = 19.62 \text{ MPa} \leq 201.63 \text{ MPa}$$

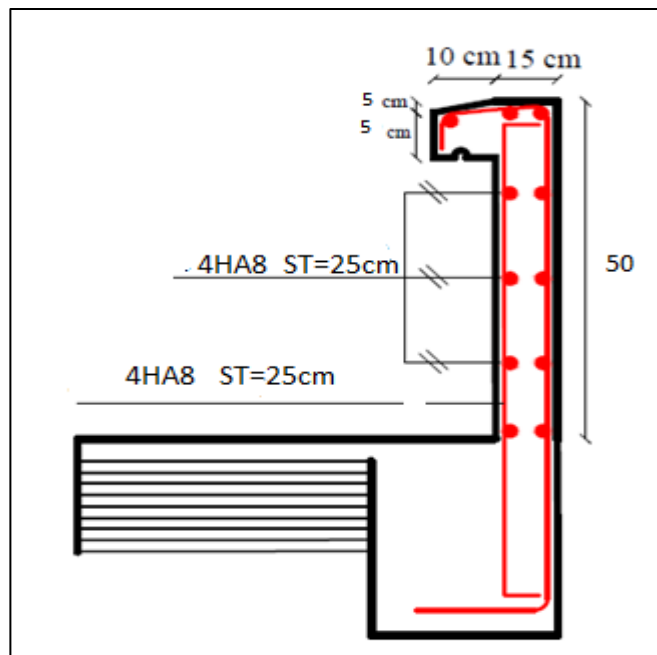


Figure III-21-schéma ferrailage de l'acrotère.

### III.8. Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un dispositif mobile permettant le déplacement des personnes ou d'objets, sur un axe prédéfini au sein d'une construction. Il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique.

Il est entraîné par des câbles de traction dont les extrémités sont fixées à la cabine et au contrepoids, entre les deux se trouve la poulie de traction entraînée par un moteur électrique.

Pour ce projet, un ascenseur pour huit personnes sera utilisé, dont les caractéristiques sont les suivantes :

L : Longueur de l'ascenseur = 206 cm

l : Largeur de l'ascenseur = 185 cm

H : Hauteur ascenseur = 220 cm

$P_m$  : Charge due à l'ascenseur = 15 kN

$F_c$  : Charge due à la cuvette = 145 kN

$D_m$  : Charge due à la salle machine = 51 kN

V : Vitesse = 1 m/s

$P_n$  : La charge nominale = 630 kN

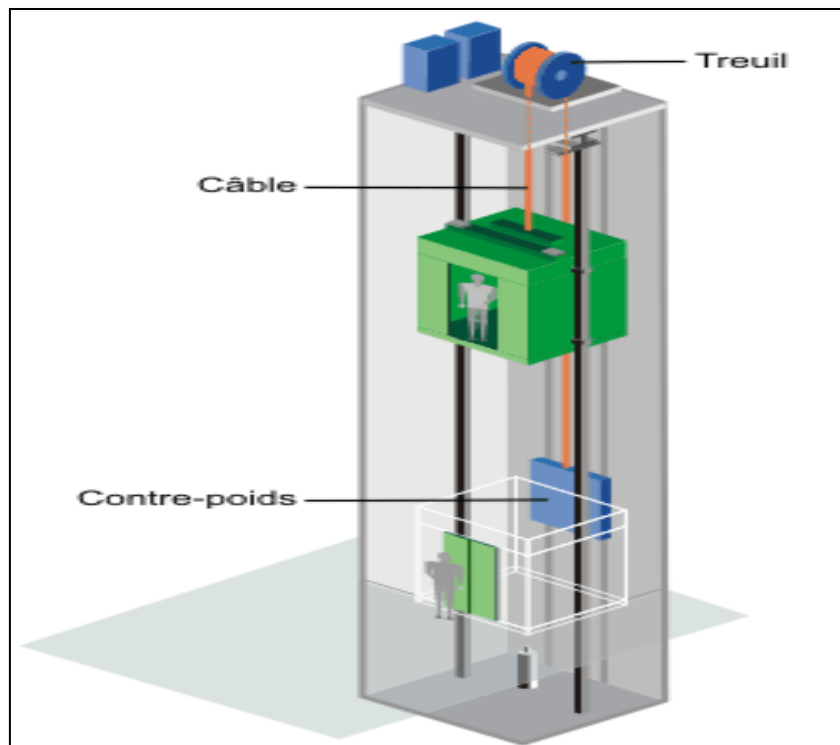


Figure III-22- Représentation d'un ascenseur à traction à câbles.

### III.8.1. Dimensionnement de la dalle :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,85}{2,06} = 0,89 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle fléchit selon les deux sens.}$$

$$\frac{185}{45} \leq e \leq \frac{185}{40} = 4,11 \leq e \leq 1,62$$

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

$e \geq 14$  cm isolation phonique.

On prend  $e \geq 14$  cm.

### III.8.2. Evaluation des charges et surcharges de la dalle ascenseur

$$G_{\text{concentré}} = D_m + p_n = 66 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{concentré}} = 6,3 \text{ KN}$$

- **Poids propre de la dalle et du revêtement :** on prend un revêtement de 5 cm.

$$G_1 = 25 \times 0,14 + 22 \times 0,05 = 4,6 \text{ KN/m}^2$$

- **Poids de l'ascenseur :**

$$G_2 = \frac{F}{S} = \frac{145}{3,811} = 38,05 \text{ KN/m}^2$$

- **Poids total :**

$$G^{\text{total}} = G1 + G2 = 51.98 \text{ KN/m}^2$$

### III.8.3. Dalle de la salle machine

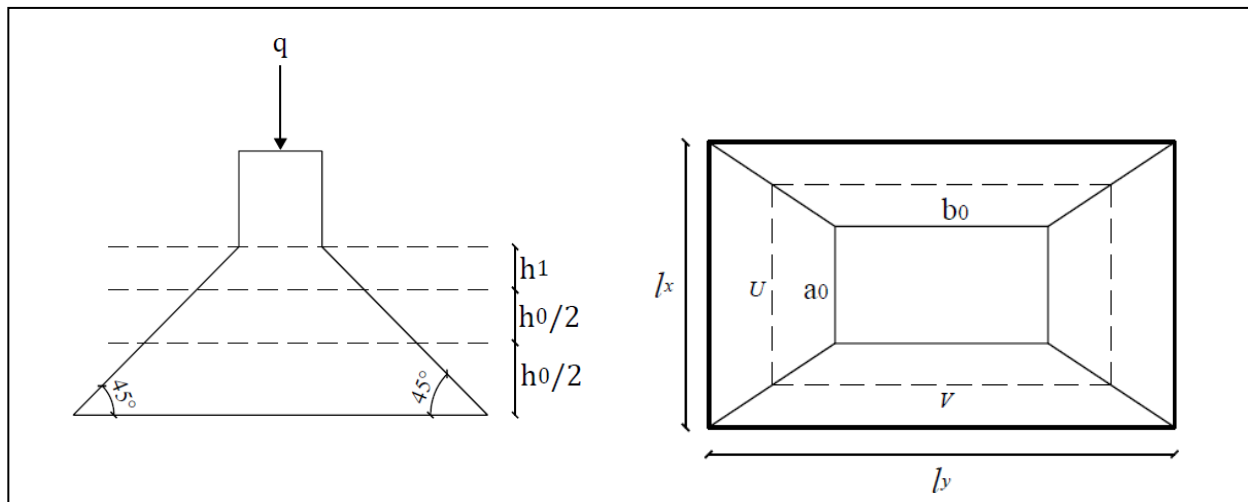


Figure III-23-Schéma représentatif de la surface d'impact.

On a :

$$\begin{cases} U = a_0 + h + 2\xi h_0 \\ V = b_0 + h + 2\xi h_0 \end{cases}$$

$A_0 \times b_0 = 80 \times 80 \text{ cm}^2$  la surface du chargement

$H_0 = 14 \text{ cm}$  l'épaisseur de la dalle pleine

$H_1 = 5 \text{ cm}$  l'épaisseur du revêtement

$\xi = 0.75$

Donc en aura :

$$U = 80 + 14 + (2 \times 0.75 \times 5) = 101.5 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 14 + (2 \times 0.75 \times 5) = 101.5 \text{ cm}$$

#### ➤ Sous charges réparties :

##### • Evaluation des charges

Avec  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$  DTRBC2.2 (Art.7.4)

$$\text{ELU} \begin{cases} q_u = 1.35G + 1.5Q \\ q_u = 1.35 \times 4.6 + 1.5 \times 1.5 = 8.46 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_s = G1 + Q \\ q_s = 4.6 + 1.5 = 6.1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$



- **Calcul des sollicitations**

$$\text{ELU} \Rightarrow \rho = 0.89 \quad \begin{cases} u_x = 0.0468 \\ U_y = 0.759 \end{cases} \quad \begin{cases} M_0^x = u_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 1.35 \text{KN.m} \\ M_0^y = u_y \cdot M_0^x = 1.024 \text{KN.M} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \Rightarrow \rho = 0.89 \quad \begin{cases} u_x = 0.0539 \\ U_y = 0.832 \end{cases} \quad \begin{cases} M_0^x = 1.12 \text{KN.m} \\ M_0^y = 0.93 \text{KN.M} \end{cases}$$

➤ **Sous charges concentrées :**

- **Evaluation des charges**

$$\text{ELU} \quad \begin{cases} q_u = 1.35 G_{\text{concentré}} + 1.5 Q_{\text{concentré}} = 98.55 \text{KN/m}^2 \\ q_s = G_{\text{concentré}} + Q_{\text{concentré}} = 72.3 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_u \text{ concentré} = (q_u \cdot (v \cdot u)) = 101.52 \text{KN} \\ P_s \text{ concentré} = (q_s \cdot (u \cdot v)) = 74.48 \text{KN} \end{cases}$$

- **Calcul des sollicitations**

$$M_0^x = p_u \cdot (M_1 + v M_2)$$

$$M_0^y = p_u \cdot (M_1 + v M_2)$$

Avec :  $M_1$  et  $M_2$  sont des coefficients donnés par les abaques de Pigeaud en fonction de  $\rho$ .

$$\text{Et :} \quad \alpha = \frac{u}{e_x}; \quad B = \frac{v}{l_y}$$

$$v : \text{Coefficient de poisson} \quad \begin{cases} v = 0 \text{ ELU} \\ v = 0.2 \text{ ELS} \end{cases}$$

D'après les deux abaques de Pigeaud pour  $\rho = 0,9$  et  $\rho = 1$  respectivement :

$$\rho = 0.9 \Rightarrow \rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.0468 \\ M_2 = 0.759 \end{cases} \quad \begin{cases} M_1 = 0.09 \\ M_2 = 0.09 \end{cases}$$

**Remarque :**

Après avoir effectué une interpolation linéaire entre les deux valeurs de ( $M_1$  et  $M_2$ ) des deux abaques de Pigeaud, on obtient pour la valeur de  $\rho = 0,89$  :

$$\rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.095 \\ M_2 = 0.089 \end{cases}$$

On aura donc :

$$\text{ELU} \Rightarrow \begin{cases} M_0^X = 9.64 \text{KN.m} \\ M_0^Y = 9.03 \text{KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M_0^X = 8.40 \text{KN.m} \\ M_0^Y = 8.04 \text{KN.m} \end{cases}$$

### • Superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{aligned} M_0^X &= M_0^{X1} + M_0^{X2} \\ M_0^Y &= M_0^{Y1} + M_0^X \end{aligned}$$

$$\text{ELU} \Rightarrow \begin{cases} M_0^X = 10.99 \text{KN.m} \\ M_0^Y = 10.05 \text{KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} \Rightarrow \begin{cases} M_0^X = 9.52 \text{KN.m} \\ M_0^Y = 8.97 \text{KN.m} \end{cases}$$

### • Moments corrigé

#### En travée

$$\text{ELU} \Rightarrow \begin{cases} M_t^X = -0.75 M_0^X = -8.24 \text{KN.M} \\ M_t^Y = -0.75 M_0^Y = -7.53 \text{KN.M} \end{cases} \quad \text{ELS} \Rightarrow \begin{cases} M_t^X = 7.14 \text{KN.M} \\ M_t^Y = 6.72 \text{KN.M} \end{cases}$$

#### En appuis

$$\begin{cases} \text{ELU} = M_t^X = -5.49 \text{KN.m} \\ \text{ELS} = M_t^X = -4.76 \text{KN.m} \end{cases}$$

### • Calcul du ferrailage

Le tableau suivant résume les résultats du ferrailage de la dalle salle machine :

**Tableau III-19-Ferraillage de la salle machine.**

Position	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>choisit</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	X-X	8.24	0.0402	0.025	0.118	2.00	1.15	3HA10=2.36
	Y-Y	7.53	0.036	0.045	0.117	1.84	1.15	3HA10=2.36
Appui	X-X; Y-Y	-5.49	0.026	0.032	0.118	1.33	1.15	3HA10=2.36

$$St \leq (2x_e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

- Vérifications à l'ELU
  - Vérification du poinçonnement

$$q_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_e}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Art A.5.2.4.2)}$$

$$u_c = 2x (u+v) = 2x (101.5+101.5) = 406 \text{ cm}$$

$$q_u = 98.55 \leq 0.045 \times 4.06 \times 0.14 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 426.3 \text{ KN}$$

**Remarque :** Pas de risque de poinçonnement.

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{vu}{bxd} < \tau_u = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa.} \quad \tau_u = 0.385 \text{ MPa} \leq 1.17 \text{ MPa.}$$

**Tableau III-20-**Vérification de l'effort tranchant de la salle machine

Effort tranchant(KN)	Sous charge répartie (KN)	Sous charge concentrée (KN)	Superposition V=V1+V2	$\tau_u = \frac{vu}{bxd}$ (MPa)
Selon x et y V <sub>x</sub> -V <sub>y</sub>	4.004	42.3	46.304	0.385

**Remarque :** Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Vérification à l'ELS

- Vérification des contraintes

**Tableau III-21-**Vérification des contraintes à l'ELS de la dalle salle machine.

Position	Sens	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)		Observation
					$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	
Travée	X-X	7.14	2.6	3713.81	4.99	15	Vérifiée
	Y-Y	6.72	2.6	3713.81	4.70	15	Vérifiée
Appui	X-X ; Y-Y	4.76	2.6	3713.81	3.33	15	Vérifiée

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

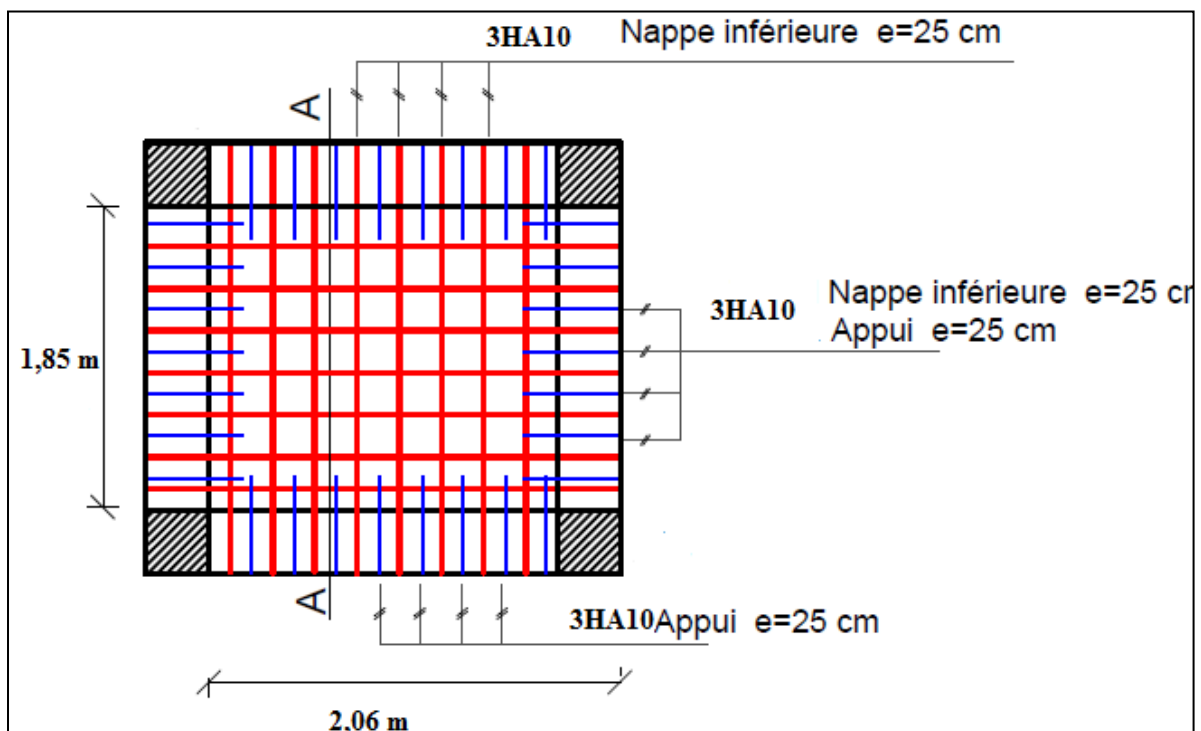
**Sens- x :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ht}{lx} = \frac{0.14}{1.85} = 0.075 > \max \left( \frac{7.14}{20 \times 9.52} = 0.0375 ; \frac{3}{80} \right) \Rightarrow 0.075 > 0.0375 \quad \text{vérifiée} \\ \frac{As}{bxd} = 1.96 \times 10^{-3} < \frac{2}{fe} = 5 \times 10^{-3} \quad \text{vérifiée} \\ L = 1.85 \text{ m} < 8 \text{ m} \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

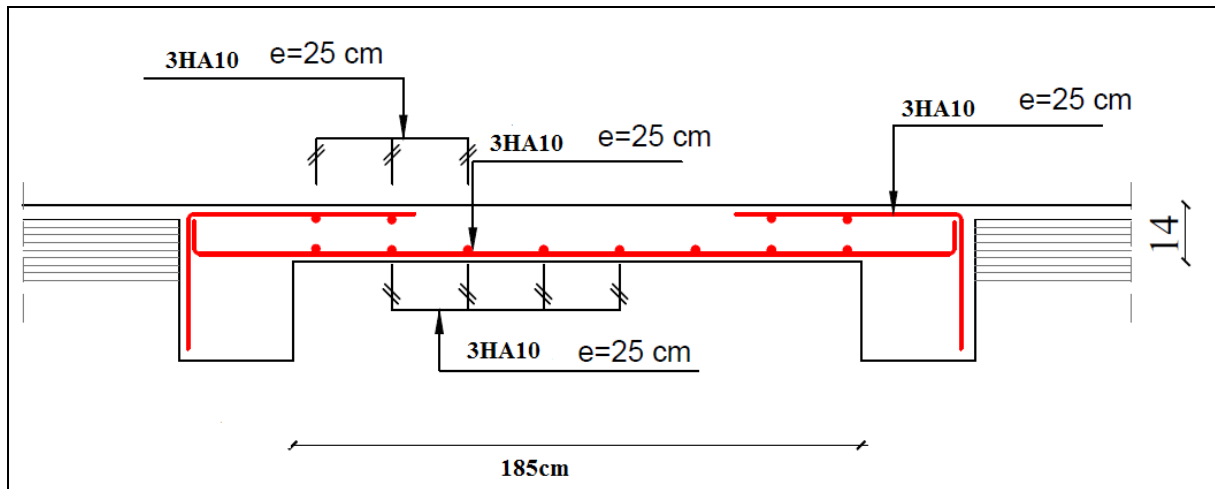
**Sens-y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ht}{lx} = 0.067 > \max \left( \frac{3}{80} ; \frac{6.72}{20 \times 8.97} \right) = 0.037 \quad \text{vérifiée} \\ \frac{As}{bxd} = 1.96 \times 10^{-3} < \frac{2}{fe} = 5 \times 10^{-3} \quad \text{vérifiée} \\ L = 2.06 \text{ m} < 8 \text{ m} \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

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



**Figure III-24**-Ferrailage de la dalle salle machine.



**Figure III-25-**Coupe A-A du panneau de dalle salle machine.

### III.9. Conclusion

L'objectif de ce chapitre était la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires. Notre structure présente un type d'escalier, ce dernier est à deux volés. Dans ce chapitre il a été procédé à son étude et son ferraillage. L'acrotère est calculé et ferraillé à la flexion composée. En dernier, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferraillé la dalle de locale des machines. Toute en respectant les règles données par le BAEL et le RPA.

# **Chapitre IV**

*Etude dynamique et  
modélisation*

## IV.1. Introduction

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants. Cette estimation peut être menée par trois méthodes qui sont les suivantes :

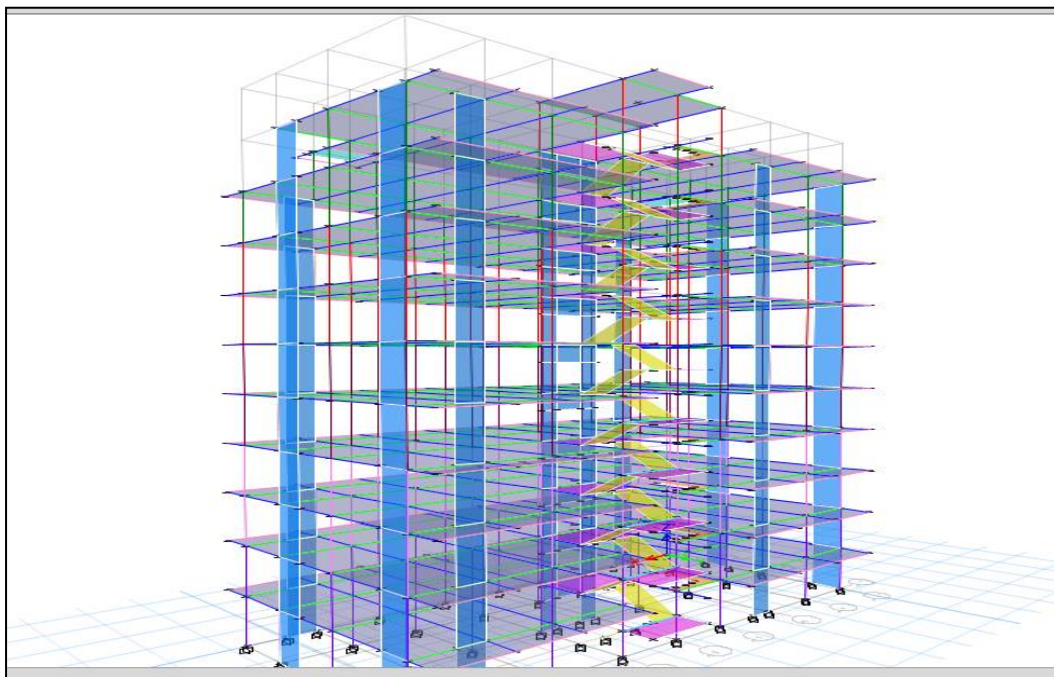
- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

## IV.2. Modélisation

Parmi les méthodes de modélisation qui existent, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds, puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaie tout l'élément puis toute la structure ; mais cela prend énormément de temps, c'est pourquoi on se sert du logiciel de modélisation (ETABS 2016) afin de simplifier les calculs.

Ce logiciel permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacements, efforts, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions.

D'après le **RPA99v2003** (Art. 4.3.2.b), pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe verticale)



**Figure IV.1.** Vue en 3D de la modélisation de la structure.

### IV.3. Choix de type de contreventement

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses qui, rappelons-le, ont des composantes dans les trois directions. Le bâtiment est situé en zone sismique (IIa) avec plus de quatre niveaux et il dépasse les 14m de hauteur, alors il est nécessaire d'introduire des voiles de contreventements on optera pour un système de contreventement mixte assurée par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction, car ce système est le plus adéquat pour ce genre de bâtisse sur le plan sécuritaire et économique.

### IV.4.Méthode de calcul

Selon le RPA 99 V 2003, le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes

#### A) La méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.) (Article 4.2.1 RPA 99 v2003)

L'effort sismique appliqué à la base doit être calculé selon les deux directions X et Y par la formule suivante :

$$V_{st} = \frac{A.D.Q.W}{R} \dots\dots\dots [RPA99] \text{ (Art: 4.2.3)}$$

Tel que

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Tel que :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99v2003 (4.2)}$$

Avec :  $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement, donné par la formule suivante :

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

Et  $\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, donné par le tableau **RPA99v2003**

(**Tableau 4.2**) tel que : Contreventement mixte (Voiles-portiques).



**W** : Poids total de la structure.

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

**Q** : Facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \text{ (RPA99/2003 (Formule 4.4))}$$

Les paramètres cités auparavant dépendent des caractéristiques de la structure.

**p<sub>q</sub>** : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

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

N°	Critère(Q)	XX		YY	
		Observation	p <sub>q</sub>	Observation	p <sub>q</sub>
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Non	0.05	Oui	0
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôles d'exécution	Oui	0	Oui	0
$1 + \sum_1^6 p_q$		<b>Q<sub>X</sub> = 1.05</b>		<b>Q<sub>Y</sub> = 1</b>	

## B) La méthode modale spectrale

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être arrangés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

**V<sub>dyn</sub> ≥ 0.8 V<sub>st</sub>** (RPA99V2003 Art 4.3.6). Dans le cas où cette condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorées de (0.8v<sub>st</sub>/v<sub>dyn</sub>). Avec : **V<sub>dyn</sub>**: Effort tranchant dynamique calculé avec la méthode modale spectrale.

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} : \text{Effort tranchant statique à la base.}$$

### ➤ Estimation de la période fondamentale expérimentale ( $T_{exp}$ ):

La période de la structure est estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T * (h_N)^{3/4}$$

Avec :  $C_T$  = coefficient qui est fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$h_v$  = la hauteur de la structure en mètres mesurée à partir du niveau de base jusqu'au dernier niveau.

$$C_T = 0,05 \text{ Et } h_N = 33,66m \Rightarrow T = 0,698 \text{ s}$$

Remarque : Selon l'article **4.2.4 (4) R.P.A99/v2003**, la période doit être majorée de **30%**.

$$T_{\text{exp}} = 1,3 * T \Rightarrow T_{\text{exp}} = 0,908s$$

La période est donc vérifiée.

#### ➤ Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule, **Avec** :

- **Le coefficient d'accélération de zone (A)** : Il est fonction (du groupe d'usage, de la zone sismique):

Groupe d'usage 2B et Zone sismique II.a  $\Rightarrow A = 0,15$

- **W**: poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } : W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

- $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de 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, il est donné par le tableau **(4-5 du RPA99)**.

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation donc un coefficient de pondération  $\beta = 0,20$

Dans notre cas :  $W = 36010,904 \text{ KN}$

- $D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7$$

$\xi$ : 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 :

On prend :  $\zeta = 10.00\%$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = 0.76 > 0.7$$

$$\text{On a un site S3} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

➤ **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

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

- $T_c = C_T h_n^{3/4}$
- $T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$

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

$L$ : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 26.85\text{m} \text{ et } L_y = 15.20\text{m}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} T_x = 0.585s \\ T_y = 0.777s \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = \min(T_x; T) = 0.58 \text{ s} \\ T_y = \min(T_y; T) = 0.70 \text{ s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

Ce qui donne pour les deux sens :  $\begin{cases} D_x = 1.455 \\ D_y = 1.305 \end{cases}$

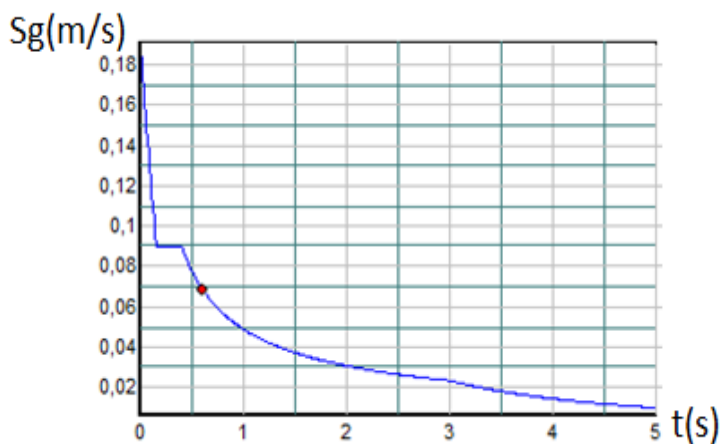
**Tableau IV.2.** Vérification de la résultante des forces sismiques.

	V dyn (KN)	0.8* V st (KN)	Observation
<b>Sens x-x</b>	1541.9815	1319.981216	Vérifiée
<b>Sens y-y</b>	1343.6057	1127.789807	Vérifiée

➤ **Spectre de réponse de calcul**

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

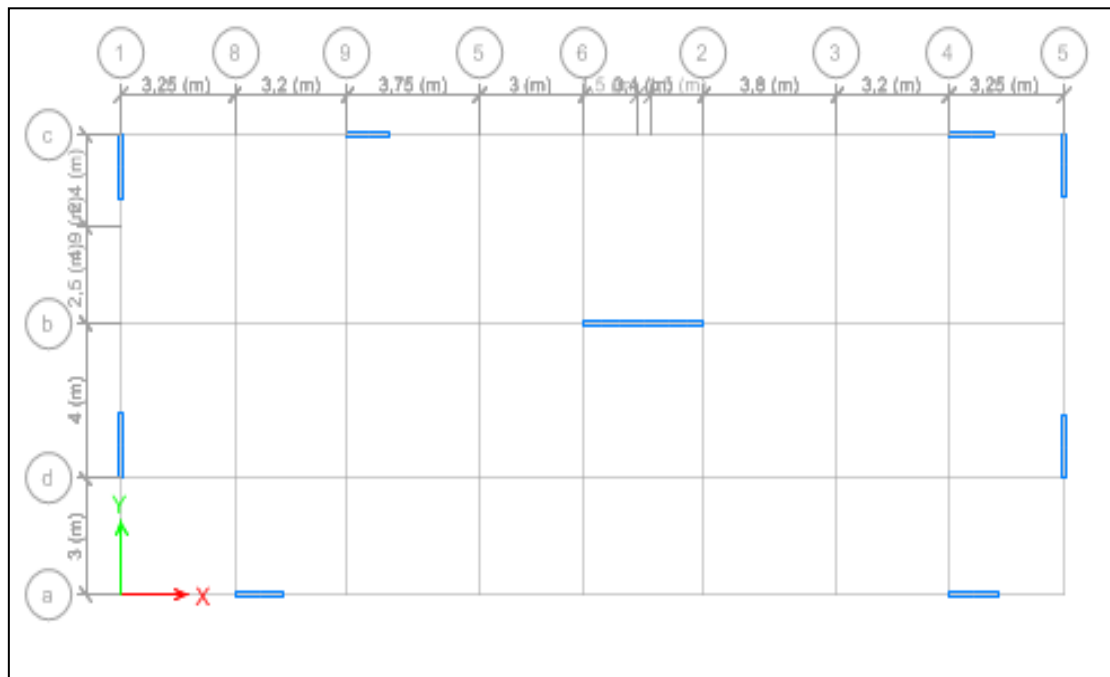


**Figure. IV.2.** Spectre de réponse.

## IV.5. Disposition des voiles de contreventements

Plusieurs dispositions ont été testées afin d'aboutir à un résultat concluant, avec un meilleur comportement tout en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales ainsi que les prescriptions du RPA99v2003.

La disposition à laquelle nous avons abouti est la suivante :



**Figure IV.3.** Plan de disposition des voiles de contreventement.

## IV.6. Justification des exigences du RPA99version2003

Le RPA99v2003 exige de satisfaire six vérifications principales, qui concernent le comportement dynamique du modèle étudié. La première concerne les taux de participation des masses modales ainsi que leurs modes de vibration, la deuxième implique la justification de la résultante des forces sismiques à la base, la troisième vérification est relative à l'interaction sous charges horizontales et verticales liée au type de contreventement, la quatrième vérification se rapporte à l'effort normal réduit dans les poteaux, et finalement la dernière concerne la justification vis-à-vis des déformations.

### IV.6.1. Modes de vibration et taux de participation des masses modales

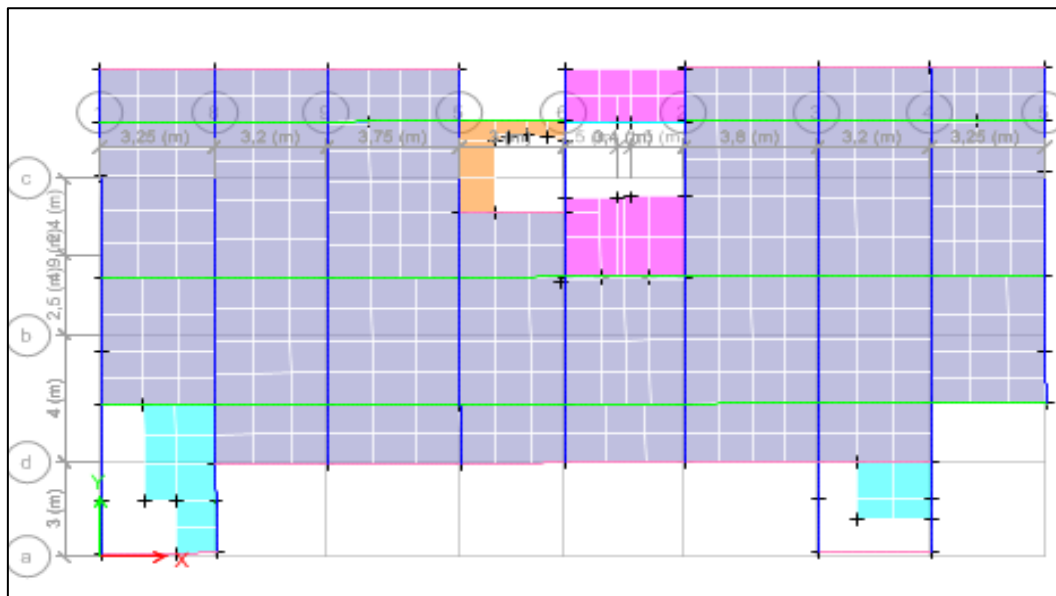
D'après l'article du RPA99v2003 (Art. 4.3.4), les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales cumulées effectives pour les modes retenus, soit égales à 90% au moins de la masse totale de la structure. Les résultats obtenus suite à une analyse des vibrations libres sont illustrés dans le tableau ci-après :

**Tableau IV.3.** Périodes et taux de participation massique de la structure.

Modes	Période (s)	Masses cumulées Ux (%)	Masses cumulées Uy (%)	Masses modale Ux (%)	Masses modale Uy (%)
1	0,889	0,0003	0,7512	0,0003	0,7512
2	0,756	0,7394	0,0003	0,7397	0,7515
3	0,706	0,0007	0,0002	0,7405	0,7516
4	0,28	1,745E-05	0,1164	0,7405	0,8681
5	0,233	0,1334	1,498E-05	0,8739	0,8681
6	0,218	0,0005	0,0002	0,8744	0,8683
7	0,151	4,883E-06	0,0431	0,8744	0,9113
8	0,127	0,0397	0,0001	0,9141	0,9114

D'après les résultats obtenus la participation massique atteint les 90% à partir de 8<sup>ème</sup> mode suivant X et à partir de 7<sup>ème</sup> mode suivant Y.

Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures ci-dessous :

**Figure IV.4.** 1er Mode de vibration - Translation

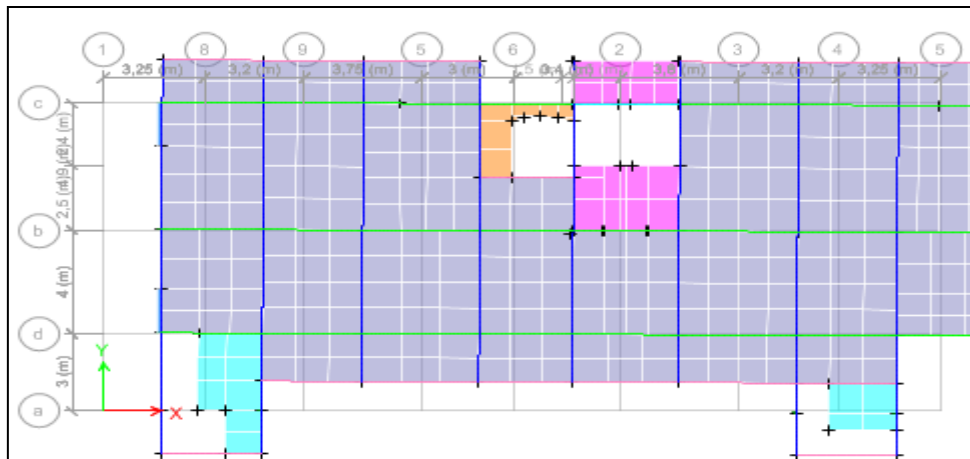


Figure IV.5. 2ème Mode de vibration -Translation

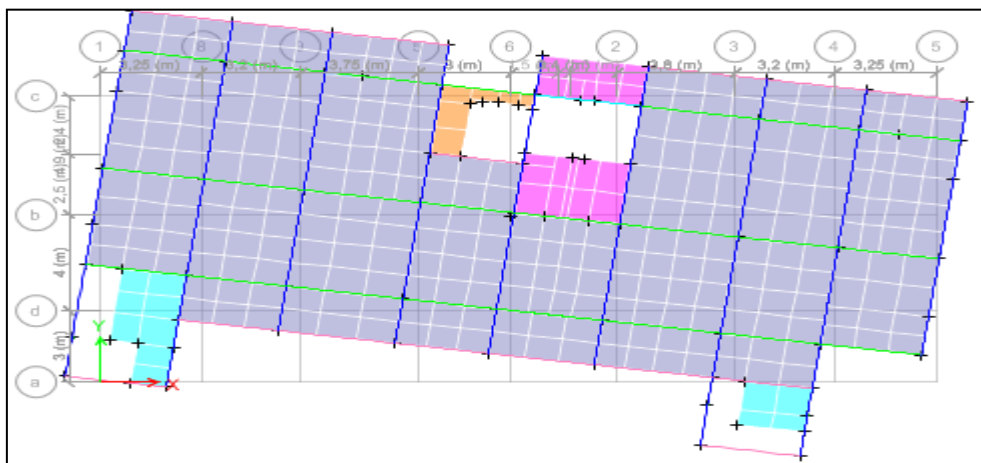


Figure IV.6.3ème Mode de vibration -Rotation.

#### IV.6.2. Justification de l'interaction voiles-portiques

D'après l'article du RPA99 (Art.3.4.4), il est impératif pour les constructions à contreventement mixte voiles-portiques de satisfaire les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques, ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

##### ❖ Sous charges verticales (à l'ELS) :

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations :  $\frac{\Sigma F_{\text{voiles}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \leq 20\%$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations :  $\frac{\Sigma F_{\text{portiques}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \geq 80\%$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.4.** Résultats de l'interaction sous charges verticales.

Niveau x	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
<b>RDC</b>	-35578,17	-5151,692	-40729,86	87,35	12,65	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 1</b>	-31899,84	-4685,283	-36585,12	87,19	12,81	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 2</b>	-28020,72	-4340,268	-32360,99	86,59	13,41	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 3</b>	-24358,54	-3856,436	-28214,98	86,33	13,67	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	-20617,86	-3448,086	-24065,94	85,67	14,33	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 5</b>	-17076,16	-2918,603	-19994,77	85,40	14,60	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 6</b>	-13493,31	-2429,321	-15922,63	84,74	15,26	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 7</b>	-10071,93	-1849,36	-11921,29	84,49	15,51	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 8</b>	-6649,593	-1269,11	-7918,703	83,97	16,03	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 9</b>	-3390,747	-592,9616	-3983,709	85,12	14,88	<b>vérifiée</b>

**Remarque :** L'interaction sous charges verticales est donc vérifiée.

❖ **Sous charges horizontales (Ex et Ey):**

a) Dans le sens X-X (Ex):

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
<b>RDC</b>	666,4337	784,0863	1450,55	45,95	54,05	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 1</b>	719,6784	674,9417	1394,62	51,60	48,40	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 2</b>	721,5848	602,4822	1324,07	54,50	45,50	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 3</b>	756,2873	488,4506	1244,74	60,76	39,24	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	671,2477	473,9614	1145,21	58,61	41,39	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 5</b>	656,0174	372,0176	1028,04	63,81	36,19	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 6</b>	568,1399	320,2077	888,348	63,95	36,05	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 7</b>	511,1769	216,4028	727,58	70,26	29,74	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 8</b>	384,9364	153,7162	538,653	71,46	28,54	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 9</b>	307,0154	71,8223	378,838	81,04	18,96	<b>vérifiée</b>

**Tableau IV.5.** Vérification de l'interaction horizontale selon (x).

**Remarque :** L'interaction sous charges horizontales est donc vérifiée dans le sens X-X.



b) Dans le sens Y-Y (Ey): **Tableau IV.6.** Vérification de l'interaction horizontale selon (y).

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
RDC	610,9169	618,2343	1229,15	49,70	50,30	<b>vérifiée</b>
Etage 1	757,7323	451,1228	1208,86	62,68	37,32	<b>vérifiée</b>
Etage 2	743,187	406,4751	1149,66	64,64	35,36	<b>vérifiée</b>
Etage 3	749,845	323,9116	1073,76	69,83	30,17	<b>vérifiée</b>
Etage 4	680,2072	301,6943	981,902	69,27	30,73	<b>vérifiée</b>
Etage 5	637,7006	237,6606	875,361	72,85	27,15	<b>vérifiée</b>
Etage 6	505,5188	245,8105	751,329	67,28	32,72	<b>vérifiée</b>
Etage 7	438,9603	171,0418	610,002	71,96	28,04	<b>vérifiée</b>
Etage 8	317,696	123,983	441,679	71,93	28,07	<b>vérifiée</b>
Etage 9	245,0285	57,821	302,85	80,91	19,09	<b>vérifiée</b>

**Remarque :** L'interaction sous charges horizontales est donc vérifiée dans le sens Y-Y.

#### IV.6.3. Vérification de l'effort normal réduit :

**Tableau IV.7.** Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N(KN)	v	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (c <sup>2</sup> m)			
<b>RDC+1</b>	55	60	3300	2224,9978	0,270	<b>vérifiée</b>
<b>pot2+3</b>	55	55	3025	1714,068	0,227	<b>vérifiée</b>
<b>pot 4+5</b>	50	55	2750	1203,2448	0,175	<b>vérifiée</b>
<b>pot 6+7</b>	50	50	2500	775,8512	0,124	<b>vérifiée</b>
<b>pot 8+9</b>	45	50	2250	415,8965	0,074	<b>vérifiée</b>
<b>pot 10</b>	45	45	2025	126,7968	0,025	<b>vérifiée</b>

Afin d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, Le RPA99/2003 ART 7.4.3.1 nous exige de vérifier pour chaque niveau la relation suivante :

$$\gamma = \frac{N}{f_{c28} * B} \leq 0,3$$

**N :** Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (accidentelle).

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

**f<sub>cj</sub> :** La résistance caractéristique du béton => f<sub>c28</sub> = 25 MPa

Pour que l'effort normal réduit soit vérifié on a été contraint d'augmenter les sections des poteaux de la structure étudiée. Les résultats sont récapitulés sur le tableau IV.6.3.

**Analyse :** L'effort normal réduit est vérifiée pour tous les poteaux de notre structure.

#### IV.6.4. Justification vis à vis des déformations

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 :  $\delta_k = R * \delta_{ek}$  (article 4.4.3 R.P.A99/v2003)

il faut que  $\Delta_k < 1\% * h_e$  (article 5.10 R.P.A99/v2003)

$\delta_k$  : Déplacement horizontale à chaque niveau « k ».

$\delta_{ek}$  : Déplacement élastique du niveau « k ».

**R** : Coefficient de comportement dynamique (R=5).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.8.** Vérification des déplacements entres étages sens x-x

Niveaux	Dans le sens X-X						Observation
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_k / h_k$ (%)	
<b>RDC</b>	0,056	0,28	0	0,28	306,0	0,092	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 1</b>	0,1671	0,8355	0,28	0,56	306,0	0,182	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 2</b>	0,3009	1,5045	0,8355	0,67	306,0	0,219	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 3</b>	0,4437	2,2185	1,5045	0,71	306,0	0,233	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	0,5897	2,9485	2,2185	0,73	306,0	0,239	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 5</b>	0,7302	3,651	2,9485	0,70	306,0	0,230	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 6</b>	0,8609	4,3045	3,651	0,65	306,0	0,214	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 7</b>	0,9773	4,8865	4,3045	0,58	306,0	0,190	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 8</b>	1,0791	5,3955	4,8865	0,51	306,0	0,166	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 9</b>	1,1644	5,822	5,3955	0,43	306,0	0,139	<b>vérifiée</b>

**Tableau IV.9.** Vérification des déplacements entre étages sens y-y.

Niveaux	Dans le sens Y-Y						Observation
	$\delta_k$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_k / h_k$ (%)	
<b>RDC</b>	0,0711	0,356	0	0,36	306,0	0,116	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 1</b>	0,2197	1,099	0,356	0,74	306,0	0,243	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 2</b>	0,4022	2,011	1,099	0,91	306,0	0,298	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 3</b>	0,592	2,960	2,011	0,95	306,0	0,310	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	0,776	3,880	2,960	0,92	306,0	0,301	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 5</b>	0,9454	4,727	3,880	0,85	306,0	0,277	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 6</b>	1,0966	5,483	4,727	0,76	306,0	0,247	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 7</b>	1,2235	6,118	5,483	0,63	306,0	0,207	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 8</b>	1,3254	6,627	6,118	0,51	306,0	0,167	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 9</b>	1,407	7,035	6,627	0,41	306,0	0,133	<b>vérifiée</b>

**Remarque :** D'après le tableau ci-dessus, on constate que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs à 1 % de la hauteur d'étage.

#### IV.6.5. Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$

Les effets du second ordre ou effet P- $\Delta$  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 :

$$\theta = P_k * \frac{\Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0,1 \quad (\text{Article 5.9 RPA99/v2003})$$

$P_k$ : 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 ».

**Remarque :** Si  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<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 :

**Dans le sens x-x****Tableau IV.10.** Vérification des effets du second ordre sens x-x.

Niveaux	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta$	Observation
<b>RDC</b>	306,0	36010,904	0,28	1541,9815	0,021	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 1</b>	306,0	32286,364	0,56	1519,6838	0,039	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 2</b>	306,0	28561,824	0,67	1461,5157	0,043	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 3</b>	306,0	24913,019	0,71	1373,5673	0,042	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	306,0	21264,214	0,73	1261,8115	0,040	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 5</b>	306,0	17691,144	0,70	1125,9531	0,036	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 6</b>	306,0	14118,074	0,65	965,3764	0,031	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 7</b>	306,0	10613,854	0,58	779,6837	0,026	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 8</b>	306,0	7109,6335	0,51	563,8815	0,021	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 9</b>	306,0	3674,2633	0,43	312,2138	0,016	<b>vérifiée</b>

**Dans le sens y-y****Tableau IV.11.** Vérification des effets du second ordre sens y-y.

Niveaux	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta$	Observation
<b>RDC</b>	306,0	36010,904	0,36	1343,6057	0,031	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 1</b>	306,0	32286,364	0,74	1325,2008	0,059	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 2</b>	306,0	28561,824	0,91	1274,5485	0,067	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 3</b>	306,0	24913,019	0,95	1195,7136	0,065	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	306,0	21264,214	0,92	1094,873	0,058	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 5</b>	306,0	17691,144	0,85	974,1489	0,050	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 6</b>	306,0	14118,074	0,76	833,7988	0,042	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 7</b>	306,0	10613,854	0,63	672,213	0,033	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 8</b>	306,0	7109,6335	0,51	484,9315	0,024	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 9</b>	306,0	3674,2633	0,41	267,3583	0,018	<b>vérifiée</b>

**Analyse des résultats :** On remarque que les valeurs de  $\theta_k$  sont inférieures à 0,1 pour tous les niveaux et cela dans les deux sens de calcul. Par conséquent, Les effets du second ordre ou effet P- $\Delta$  est négligé.

### IV.7. Conclusion

La position des voiles adoptée répond aux exigences de RPA concernant l'interaction voile-portique après avoir redimensionner les sections des poteaux. En effet, afin de vérifier les conditions exigées par le RPA, les dimensions suivantes des poteaux ont été adoptées :

- RDC +1<sup>er</sup>étages = (55x60) cm<sup>2</sup>
- 2<sup>eme</sup>+3<sup>eme</sup> = (55x55) cm<sup>2</sup>
- 4<sup>eme</sup>+5<sup>eme</sup> = (50x55) cm<sup>2</sup>
- 6<sup>eme</sup>+7<sup>eme</sup> = (50x50) cm<sup>2</sup>
- 8<sup>eme</sup>+9<sup>eme</sup> = (45x50) cm<sup>2</sup>
- 10<sup>eme</sup>= (45x45) cm<sup>2</sup>

# Chapitre V

*Etude des éléments  
structuraux*

## V.1.Introduction

Dans ce présent chapitre on va étudier les éléments porteurs (poteaux, poutre et voiles) de cette structure. Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes, aux charges d'exploitation et aux actions accidentelles. Le but de ce chapitre est de déterminer les sections d'acier de ces éléments suivit des vérifications nécessaires pour que ces éléments résistent aux combinaisons des actions qui lui seront appliquer.

## V. 2.Etude des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé destinés à reprendre les efforts, elles sont sollicitées en flexion simple.

Les sollicitations sont obtenues par les combinaisons ci-après :

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

Le ferrailage des poutres est mené conformément au CBA93 ainsi qu'aux prescriptions du RPA99v2003. Les poutres sont calculées à la flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et un effort tranchant, dans notre cas on a deux types à étudier à savoir :

- Poutres secondaires (30x35) cm<sup>2</sup>
- Poutres principales (30x40) cm<sup>2</sup>

### Recommandations du RPA99v2003 :

#### A. Coffrage :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \quad \text{et} \quad h/b \leq 4 \end{array} \right. \quad (\text{Art.7.5.1})$$

#### B. Ferrailage

##### 1) Armatures Longitudinales (Art. 7.5.2.1) :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% (b×h) en toute section (en zone II.a).

Soit :

-Poutres secondaires : (30x35) => Amin=0.5%(30x35) =5.25 cm<sup>2</sup>

-Poutres principales : (30x40) => Amin=0.5%(30x40) =6 cm<sup>2</sup>

Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\max} = \begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases} \quad (\text{Zone II-a})$$

$$\text{Soit :} \quad \begin{cases} A_{\max}^{\text{crnt}} = 4\% (30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2 \\ A_{\max}^{\text{recv}} = 6\% (30 \times 35) = 63 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Poutres (30x 35)

$$\text{:} \quad \begin{cases} A_{\max}^{\text{crnt}} = 4\% (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2 \\ A_{\max}^{\text{recv}} = 6\% (30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Poutres (30x 40)

-La longueur minimale de recouvrement est de :  $40\phi$  en zone II.

-Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux peuvent être constitués de deux U superposés, la direction de recouvrement de ces U doit être alternée.

- Les poutres supportant 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.

## 2) Armatures Transversales (Art. 7.5.2.2) :

-La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_{t\min} = 0,3\% St \times b$

Avec :  $St$  : Espacement maximum entre les armatures transversales donné par :

$$\begin{cases} St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) & \text{en zone nodale} \\ St \leq \frac{h}{2} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Tel que :

$\phi_1$ : Le plus petit diamètre utilisé ;  $h$  : Hauteur de la poutre.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

### V.3.Sollicitation et ferrailage des poutres

#### A) Ferrailage longitudinale

##### ❖ Poutres principales

Les sollicitations sont tirées directement du logiciel Etabs sous les combinaisons les plus défavorables

Avec :  $b = 30\text{cm}$  ,  $h = 40\text{cm}$  , Fissuration peut nuisible (FPN)

Le ferrailage des poutres est calculé à partir des sollicitations maximales, tirées du logiciel ETABS2016.



Le calcul du ferrailage des différentes poutres se fait à la flexion simple, les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau. V.1.** : Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres principales de chaque étage.

Niveaux	position	M (KN. m)	Combinaison	$A_{cal}(c$ $m^2)$	$A_{min}($ $cm^2)$	$A_{opté}($ $cm^2)$	Choix de ferrailage
1ere +2me +3eme	Travée	26.1304	ELU	2.029	1,37	3.39	3HA12
	Appuis	-102.5162	ELA	7.53	1,37	7.70	3HA14+2HA14
4eme+5eme +6eme	Travée	27.2009	ELU	2.11	1,37	3.39	3HA12
	Appuis	-100.0038	ELA	7.35	1,37	7.70	3HA14+2HA14
7eme+8eme +9eme	Travée	27.4454	ELU	2.13	1,37	3.39	3HA12
	Appuis	-69.6759	ELA	4.97	1,37	5.65	3HA12+2HA12
Terrasse inaccessible	Travée	30.0414	ELU	2.33	1,37	3.39	3HA12
	Appuis	-60.5506	ELU	2.37	1,37	3.39	3HA12

#### ❖ Poutres secondaire

$b = 30\text{cm}$  ,  $h = 35\text{cm}$  , Fissuration peut nuisible (FPN)

**Tableau. V.2** : Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres secondaires de chaque étage.

Niveaux	position	M (KN. m)	Combinaison	$A_{cal}(c$ $m^2)$	$A_{min}($ $cm^2)$	$A_{opté}($ $cm^2)$	Choix de ferrailage
1ere +2me +3eme	Travée	25.7616	ELU	2.31	1,19	3.39	3HA12
	Appuis	-67.5378	ELA	5.62	1,19	5.65	3HA12+2HA12
4eme+5eme +6eme	Travée	25.7679	ELU	2.313	1,19	3.39	3HA12
	Appuis	-67.1337	ELA	5.59	1,19	5.65	3HA12+2HA12
7eme+8eme +9eme	Travée	25.7529	ELU	2.31	1,19	3.39	3HA12
	Appuis	-56.1494	ELA	4.55	1,19	4.62	3HA14
Terrasse inaccessible	Travée	30.0084	ELU	2.70	1,19	3.39	3HA12
	Appuis	-50.478	ELA	4.07	1,19	4.62	3HA14

✓ **Vérification des armatures selon le RPA99v2003**

• **Les longueurs de recouvrement :  $L_r \geq 40\phi$  (Art. 7.5.2.1)**

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } l_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } l_r = 50 \text{ cm.}$$

**B) Ferrailage transversale**

❖ Calcul de  $\phi_t$  **BAEL91 (Art. H.III.3) :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(12; 11,45; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(12; 10.; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 35) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 8 \text{ mm} \text{ et } A_t = 4\phi^2 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (1cadre + 1 étrier).}$$

❖ Calcul des espacements  $S_t$  D'après le **RPA99v2003 (Art. 7.5.2.2) :**

$$\text{En zone nodale: } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l^{\min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 8 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courantes: } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

$$A_t^{\min} = \begin{cases} \text{poutre principale} \rightarrow 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{poutre secondaire} \rightarrow 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A_t > A_t^{\min}$  Alors la condition est vérifiée pour toute les poutres.

✓ **Vérfications à l'ELU**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.3 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \leq A^{\text{cal}}$$

$$\begin{cases} \text{poutre principale} : A_{min} = 1,37 \text{ cm}^2 \\ \text{poutre secondaire} : A_{min} = 1,17 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A^{\min} < A^{\text{cal}}$  Donc la condition de non fragilité est satisfaite.

✓ **Vérification des contraintes tangentielles**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale, est celle relative à la fissuration peu nuisible, tel que :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \text{ (Fissuration peu préjudiciable).}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau. V.3 : Vérification des contraintes tangentielles.

Niveaux	Poutres	$V_{max}$ (KN)	$\tau_u$ (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Observation
1ere +2me +3eme	Principale	87.8112	0.77	4.34	Vérifiée
	Secondaire	84.216	0.85	4.34	Vérifiée
4eme+5eme+6eme	Principale	86.1075	0.75	4.34	Vérifiée
	Secondaire	86.9119	0.87	4.34	Vérifiée
7eme+8eme+9eme	Principale	60.57	0.53	4.34	Vérifiée
	Secondaire	76.0288	0.76	4.34	Vérifiée
Terrasse inaccessible	Principale	50.1572	0.43	3.33	Vérifiée
	Secondaire	66.7442	0.67	3.33	Vérifiée

## ✓ Vérifications à l'ELS

Les vérifications à faire lors d'une fissuration peu nuisible concernent : L'état limite de compression du béton, ainsi que l'état limite de déformation (évaluation de la flèche).

- Etat limite de compression du béton :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Tableau. V.4 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

Niveau	Poutres	Position	$M_{ser}$ (KN. m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	$I$ (m <sup>4</sup> ) *10 <sup>-4</sup>	$\sigma$ (Mpa)	$\bar{\sigma}$ (mpa)	Observation
1ere+ 2ème +3eme	Principales	Travée	18.8846	3.39	9.78	49849.74	3.70		Vérifiée
		Appuis	-37.7511	7.70	13.68	94938.91	5.44	15	Vérifiée
	Secondaires	Travée	18.5912	3.39	9.01	36579.52	4.57	15	Vérifiée
		Appuis	-24.0358	5.65	11.11	54323.14	4.91	15	Vérifiée
4eme+ 5eme +6eme	Principales	Travée	19.7586	3.39	9.78	49849.74	3.87	15	Vérifiée
		Appuis	-34.7596	7.70	13.68	94938.91	5.00	15	Vérifiée
	Secondaires	Travée	18.5953	3.39	9.01	36579.52	4.58	15	Vérifiée
		Appuis	-26.3812	5.65	11.11	54323.14	5.39	15	Vérifiée
7eme+8 eme +9eme	Principales	Travée	19.9365	3.39	9.78	49849.74	3.91	15	Vérifiée
		Appuis	-35.1178	5.65	12.01	74570.17	5.65	15	Vérifiée
	Secondaires	Travée	18.5854	3.39	9.01	36579.52	4.57	15	Vérifiée
		Appuis	-28.6169	4.62	10.25	46635.98	6.28	15	Vérifiée
Terra sse inacce ssible	Principales	Travée	21.9435	3.39	9.78	49849.74	4.30	15	Vérifiée
		Appuis	-44.3662	3.39	9.78	49849.74	8.70	15	Vérifiée
	Secondaires	Travée	21.8928	3.39	9.01	36579.52	5.39	15	Vérifiée
		Appuis	-29.3179	4.62	10.25	46635.98	6.44	15	Vérifiée

### 1) Etat limite de déformation Art B.6.5, 2 BAEL91R99

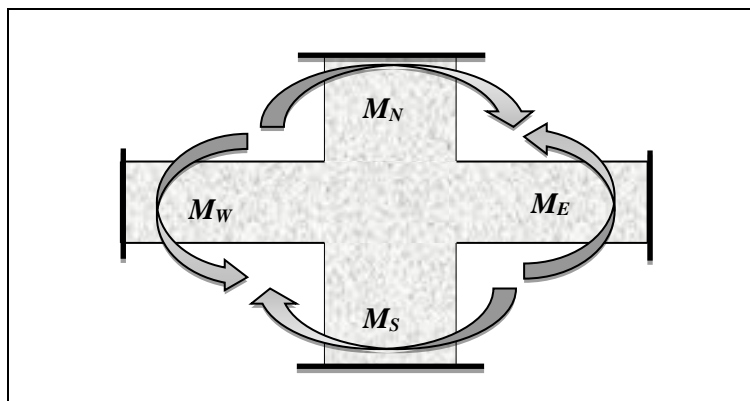
La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :  $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$  ;  $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$  ;  $L < 8 \text{ m}$

**Tableau. V.5** : vérification de l'état limite de déformation.

Poutre	$h_t$ (cm)	B (cm)	L (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\frac{h_t}{l} \geq \max\left[\frac{1}{16}; \frac{m_t}{10 \cdot m_0}\right]$	$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$	Observation
principale	40	30	490	3.39	$0,08 \geq 0,06$	$0,00297 \leq 0,01$	Vérifiée
secondaire	35	30	380	3.39	$0,09 \geq 0,06$	$0,0034 \leq 0,01$	Vérifiée

**Remarque** : Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Vérification des zones nodales :**



**Figure v-1**: Moments résistants au niveau de la zone nodale.

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99v2003 (Art.7.6.2) exige de vérifier que :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1,25 \times |M_W| + |M_E|$$

#### Détermination du moment résistant

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec:} \quad z = 0,9d \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

➤ **les poteaux** : Le tableau ci-dessous illustre les moments résistants dans les poteaux :

**Tableau V.6.** : Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	d(m)	z(cm)	A(cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN. m)
RDC +1 <sup>er</sup> étage	0.575	0.517	28.4	587.31
2 <sup>ème</sup> +3 <sup>ème</sup> étages	0.525	0.472	28.4	536.19
4 <sup>ème</sup> +5 <sup>ème</sup> étages	0.525	0.472	24.63	465.01
6 <sup>ème</sup> +7 <sup>ème</sup> étages	0.475	0.427	21.37	364.99
8 <sup>ème</sup> +9 <sup>ème</sup> étages	0.475	0.427	18.10	309.14

➤ **Les poutres** : Le tableau ci-dessous illustre les moments résistants dans les poutres.

**Tableau V.7.** : Moments résistants dans les poutres.

Niveau	Position	d (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN. m)
Etage 1.2.3	Pp (30x40)	0.375	0.337	7.70	103.79
	Ps (30x35)	0.325	0.292	5.65	65.99
Etage 4.5.6	Pp (30x40)	0.375	0.337	7.70	103.79
	Ps (30x35)	0.325	0.292	5.65	65.99
Etage 7.8.9	Pp (30x40)	0.375	0.337	5.65	76.16
	Ps (30x35)	0.325	0.292	4.62	53.96
Terrasse inaccessible	Pp (30x40)	0.375	0.337	3.39	45.69
	Ps (30x35)	0.325	0.292	4.62	53.96

Les résultats de la vérification des zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivant :

**Tableau V.8:** Vérification de la zone nodale dans le sens principal.

Niveau	M <sub>N</sub> (KN. m)	M <sub>S</sub> (KN. m)	M <sub>N</sub> + M <sub>S</sub> (KN. m)	M <sub>E</sub> (KN. m)	M <sub>W</sub> (KN. m)	1, 25(M <sub>E</sub> + M <sub>W</sub> )	Observation
Entre 1	587.31	587.31	1174.62	103.79	103.79	259.47	Vérifiée
Etage 2.3	536.76	536.76	1073.52	103.79	103.79	259.47	Vérifiée
Etage 4.5	465.50	465.50	931	103.79	103.79	259.47	Vérifiée
Etage 6.7	365.42	365.42	730.84	103.79	103.79	259.47	Vérifiée
Etage 8.9	309.51	309.51	619.02	76.16	76.16	190.4	Vérifiée

**Tableau V.9:** Vérification de la zone nodale dans le sens secondaire

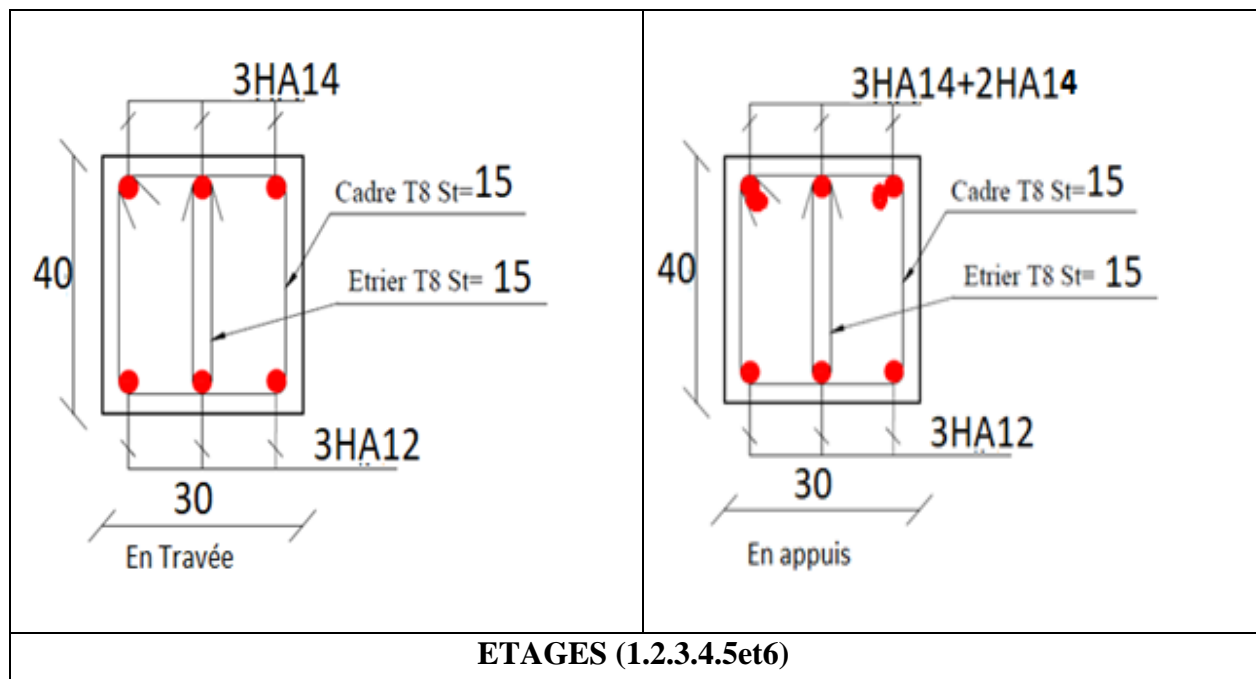
Niveau	$M_N$ (KN. m)	$M_S$ (KN. m)	$M_N + M_S$ (KN. m)	$M_E$ (KN. m)	$M_W$ (KN. m)	$1,25(M_E + M_W)$	Observation
Entre 1	587.31	587.31	1174.62	65.99	65.99	164.97	Vérifiée
Etage 2.3	536.76	536.76	1073.52	65.99	65.99	164.97	Vérifiée
Etage 4.5	465.50	465.50	931	65.99	65.99	164.97	Vérifiée
Etage 6.7	365.42	365.42	730.84	53.96	53.96	134.9	Vérifiée
Etage 8.9	309.51	309.51	619.02	53.96	53.96	134.9	Vérifiée

**Remarque**

- ✓ Le moment résistant dans les nœuds est vérifié pour chaque étage.
- ✓ Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2. (RPA99/2003 ART 7.6.2)

**Schémas de ferrailage des poutres**

Les schémas de ferrailage des poutres sont représentés, dans les figures ci-dessous.

➤ **Poutres principales :**

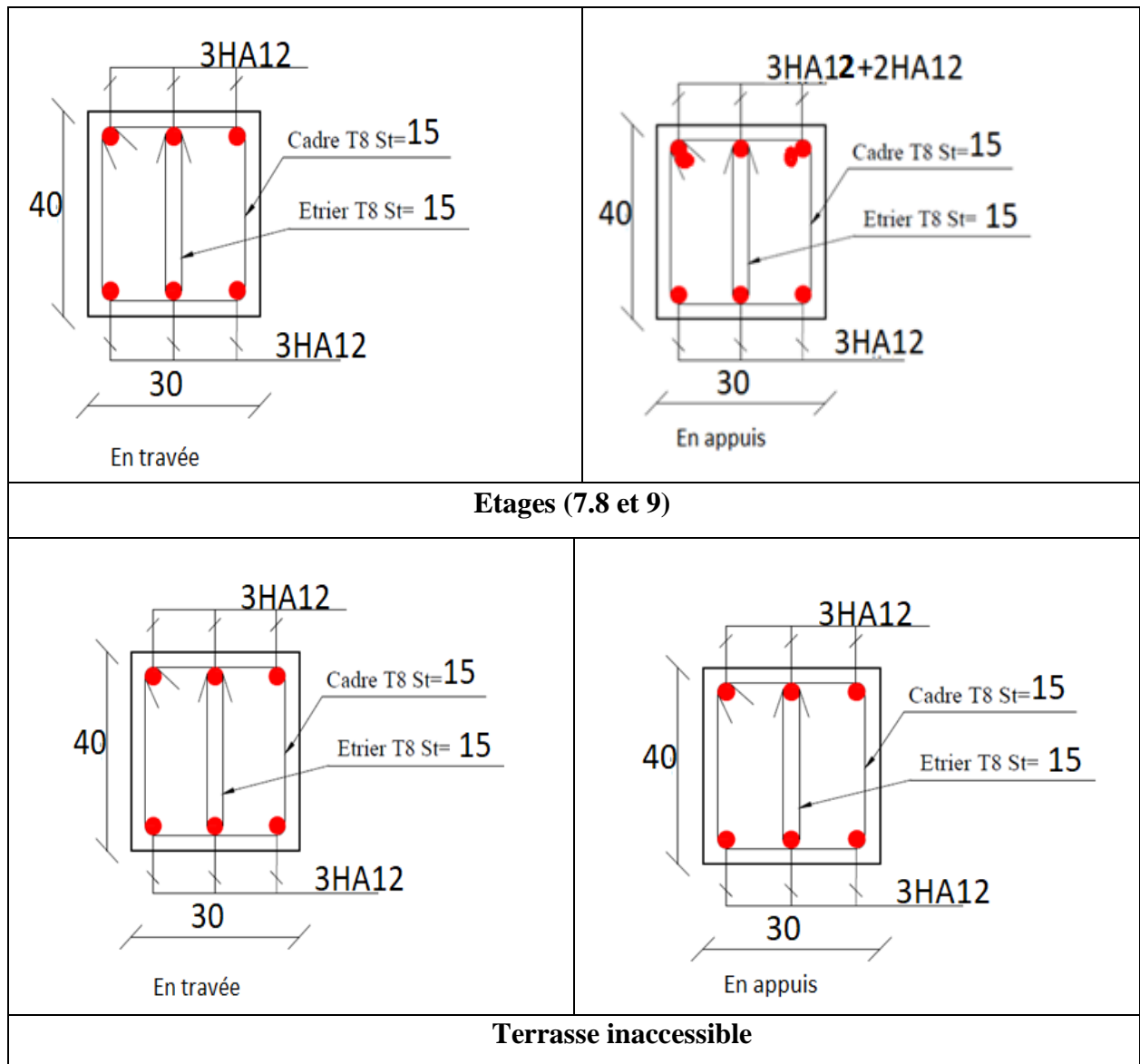
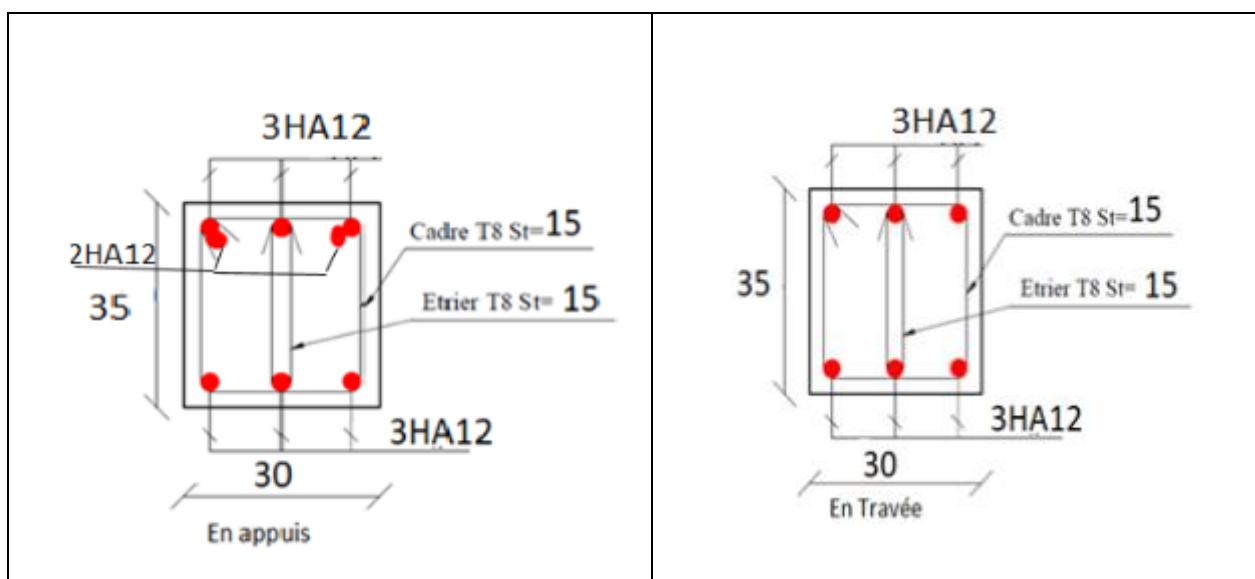
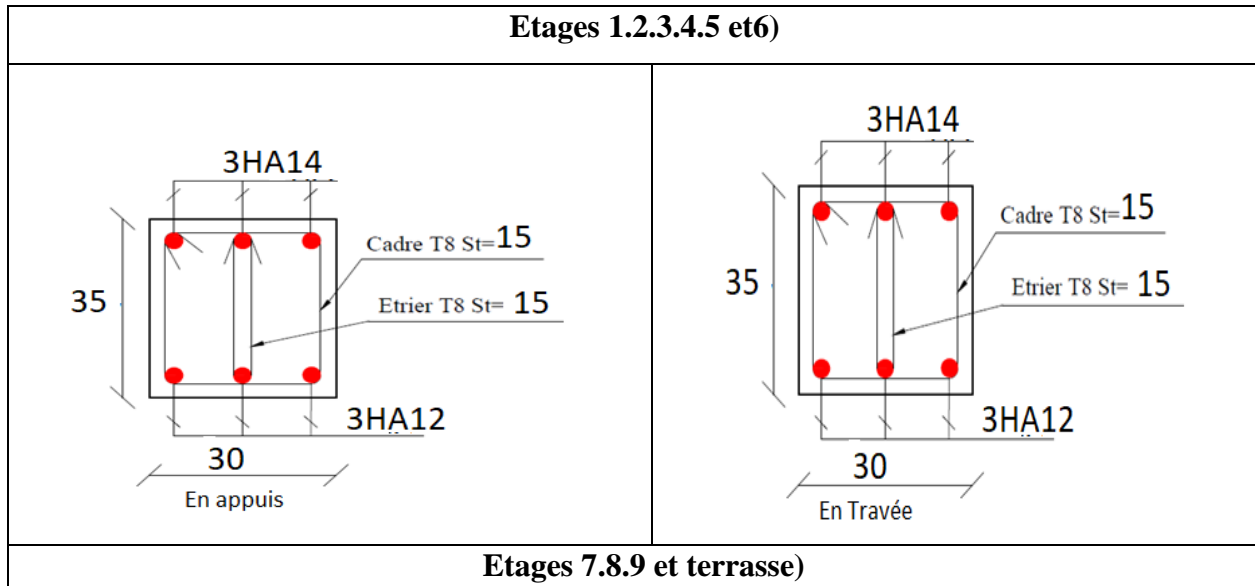


Figure V.2. Schémas de ferrailage de la poutre principale





**Figure V.3.** Schémas de ferrailage de la poutre secondaire.

#### V.4. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé, destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations à la base de la structure. Leur ferrailage se fera à la flexion composée selon les combinaisons de calcul les plus défavorables, introduites lors de la modélisation avec le logiciel ETABS2016, comme suit :

- ❖  $1.35G+1.5Q$  (ELU)
- ❖  $G+Q$  (ELS)
- ❖  $G+Q\pm E$  (ELA)
- ❖  $0.8G\pm E$  (ELA)

Le ferrailage adopté sera le maximum obtenu suivant les sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et moment correspondant :  $N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$
- Moment maximum et effort normal correspondant :  $M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$
- Effort normal minimal et moment correspondant :  $N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$

##### V.4.1. Recommandation du RPA99v2003

###### A) . 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  $\Pi_a$  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).

-  $\Phi^{\min} = 12\text{mm}$  (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 25 cm. (zone II-a).

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

**Tableau V.10** Armatures longitudinales minimales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>max</sup> (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone nodale
Entre sol 1	55x60	26.4	132	198
Entre sol 2	55x55	24.2	121	181.5
RDC	50x55	22	110	165
Etage 1	50x50	20	100	150
Etage 2	45x50	18	90	135

### B) Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :  $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$

Avec : V : effort tranchant max dans le poteau

$h_1$  : Hauteur de la section du poteau

$\rho$  : Coefficient de correction majorateur qui tient compte de risque de rupture Fragile par cisaillement.

t : espacement des armature transversale.

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

a ; b : Dimensions de la section transversale du poteau dans la direction de déformation Considérée.

$\lambda_g$  : Élançement géométrique du poteau

$l_f$  : Longueur de flambement

-Pour calculer  $A_t$  nous allons fixer un espacement  $S_t$  en respectant les conditions suivantes :

$$\text{En zone II}_A : S_t \leq \begin{cases} \min(10\phi_1^{\min}; 15\text{cm}) & \rightarrow \text{Zone nodale} \\ 15\phi_1^{\min} & \rightarrow \text{Zone courante} \end{cases}$$

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

Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5$  on fait interpolation entre les valeurs limites précédentes avec la formule d'interpolation linéaire suivante :  $f(x) = f(x_0) + [f(x_1) - f(x_0)] \times \frac{x-x_0}{x_1-x_0}$

### V.4.2. Sollicitations

Le tableau ci-dessous, résume les sollicitations maximales dans les poteaux pour chaque niveau :

**Tableau V.11.** Sollicitations sous différentes combinaisons dans les poteaux.

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	$V_{\max}$
RDC+étage 1	-2272.7828 → 82.5601	-1853.7855 → -130.6629	318.866 → 6.3729	125.3268
Etage 2+3	-1790.1072 → -10.7281	-549.332 → -88.9339	-40.7672 → 17.494	104.9419
Etage 4+5	-1349.5494 → -15.2651	-967.4822 → -80.5993	-57.96 → 17.2716	92.8748
Etage 6+7	-931.9004 → -15.648	-598.7282 → -65.4359	-9.241 → 8.1703	70.5236
Etage 8+9	-524.6438 → 43.4532	-279.3442 → -51.3571	28.1307 → 14.9857	50.9123

### V.4.3. Ferrailage

#### A. Armatures longitudinales

#### Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour le poteau le plus sollicité de rez-de -chaussée.

Soit :  $b=55$  cm ;  $h= 60$  cm ;  $d=57,5$  cm ;  $f_e= 400$  MPa

Situation accidentelle →  $\gamma_s = 1$  ;  $\gamma_b = 1,15$

Situation durable →  $\gamma_s = 1.15$  ;  $\gamma_b = 1,5$

#### a) Calcul sous $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$ .

$$N_{\max} = 2272.7828 \text{ KN (compression)}$$

$$M_c = 82.5601 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 3,6 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

$N$  est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d') b h f_{bu}$$

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) \text{ Donc } M_{UA} = 0.70757 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 0.54 \text{ MN.m} \quad , \quad (0.337h - 0.81d')b h f_{bu} = (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.025) \times 0,55 \times 0.60 \times 14.2 = 0.86 \text{ MN.m}$$

Donc :

$$0.54 < 0.86 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimé}$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0,223 < \mu_1 = 0.391 \Rightarrow A' = 0;$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.409 \\ z = 0,480 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 42.35 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = (0,23 bd f_{t28}) / 400$$

$$A_{\min} = 3.81 \text{ cm}^2$$

b) calcul sous :  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$ .

$$N_{\min} = 318.8666 \text{ KN (traction)}$$

$$M_c = 6.3729 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 1.9 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \Rightarrow N \text{ (traction) et } C \text{ à l'intérieur de la section}$$

$\Rightarrow$  Section entièrement tendue

$$e_1 = \left( \frac{h}{2} - d' \right) + e_G \rightarrow e_1 = 0.294 \text{ cm}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 \rightarrow e_2 = 0.256 \text{ cm}$$

$$f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow f_{s10} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{N_u * e_2}{f_{s10}(d - d')} \rightarrow A_1 = 4.26 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u * e_1}{f_{s10}(d - d')} \rightarrow A_2 = 4.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} = 17.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > \max(A_1, A_2)$$

$\Rightarrow$  Donc on ferraille avec  $A_{\min} = 17.32 \text{ cm}^2$

c) Calcul sous  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$

$$N_{\text{COR}} = 1853.7855 \text{ KN. (compression)}$$

$$M_{\max} = 130.6629 \text{ KN.m}$$

$$(e_G = \frac{M}{N} = 7.04\text{cm} < \frac{h}{2} = 30\text{ cm})$$

$\Rightarrow N$  (compressions) et  $C$  à l'intérieur de la section, Avec:  
 $N_u(d - d') - M_{UA} > (0.337h - 0.81d')b h f_{bu}$

$$M_{UA} = 640.45\text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 0.37\text{ MN.m} < (0.337h - 0.81d')b h f_{bu} = 0.85\text{ MN.m}$$

$\Rightarrow$  Section partiellement comprimé

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2f_{bu}} = 0,24 < \mu_1 = 0,391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0;$$

$$\begin{cases} \alpha = 0,34 \\ \zeta = 0,49\text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 37,55\text{cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -15,7\text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = (0,23 bd f_{t28}) / 400$$

$$A_{\min} = 3,81\text{cm}^2$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats du ferrailage longitudinal des poteaux :

**Tableau V.12.** Ferrailage longitudinale des poteaux les plus sollicités de chaque étage.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Type de section	Combinaison	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
RDC+1 <sup>ere</sup> étage	55x60	SPC	ELU	-21.87	3.81	26.4	8HA16+8HA14 =28.4
		SET	ELA	17.32	17.32		
		SPC	ELA	-15.17	3.81		
Etage 2+3	55x55	SPC	ELU	-20.77	3.48	24.2	8HA16+8HA14 =28.4
		SPC	ELA	0.30	3.48		
		SPC	ELA	-2.48	3.48		
Etage 4+5	50x55	SPC	ELU	-15.58	3.16	22	16HA14 =24.63
		SPC	ELA	0.11	3.16		
		SEC	ELA	0	3.16		
Etage 6+7	50x50	SPC	ELU	-10.71	2.86	20	8HA14+8HA12 =21.37
		SPC	ELA	0.30	2.86		
		SPC	ELA	-4.25	2.86		
Etage 8+9	45x50	SPC	ELU	-4.21	2.58	18	16HA12 =18.10
		SPC	ELA	1.15	2.58		
		SPC	ELA	-0.77	2.58		

## B. Armatures transversales

Pour le ferrailage transversal on va présenter un exemple de calcul pour niveau rez-de-chaussée(RDC).

Et le reste sera récapitulé dans le tableau

- Recommandations du RPA99V2003 : Art 7.4.2.2

-On utilise la formule suivante pour le calcul des sections d'armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

$$b = 55\text{cm} \quad h_1 = 60\text{cm} \quad h_e = 3.06\text{m} \quad V = 125.3268 \text{ KN}$$

Avec : V : effort tranchant max dans le poteau

$h_1$  : Hauteur de la section du poteau

$\rho$  : Coefficient de correction majorateur qui tient compte de risque de rupture

Fragile par cisaillement.

t : espacement des armature transversale.

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

a ; b : Dimensions de la section transversale du poteau dans la direction de déformation Considérée.

$\lambda_g$  : Élançement géométrique du poteau

$l_f$  : Longueur de flambement

-Pour calculer  $A_t$  nous allons fixer un espacement  $S_t$  en respectant les conditions suivantes :

$$\text{En zone II}_A : S_t \leq \begin{cases} \min(10\phi_1^{\min}; 15\text{cm}) & \rightarrow \text{Zone nodale} \\ 15\phi_1^{\min} & \rightarrow \text{Zone courante} \end{cases}$$

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

Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5$  on fait interpolation entre les valeurs limites précédentes avec la formule d'interpolation linéaire suivante :  $f(x) = f(x_0) + [f(x_1) - f(x_0)] \times \frac{x-x_0}{x_1-x_0}$

### ❖ Exemple de calcul

$$b = 55\text{cm} \quad h = 60\text{cm}, h_e = 3.06\text{m} \quad , V = 125.3268\text{KN}, \phi_1^{\max} = 16 \text{ mm}$$

$$l_f = 0,7 l_0 \quad \text{avec } l_0 : \text{ hauteur libre de l'étage.}$$

$$l_f = 2.142 \text{ m} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{h} = 3.57$$

$$\rho < 5 \rightarrow \rho = 3,75$$

D'après les recommandations du RPA l'espacement est pris égal à :

$$t \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 10\text{cm} \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 10\text{cm} \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} \Rightarrow A_t = 1.95\text{cm}^2$$

- **La quantité d'armatures transversales minimale**

$$\text{Zone II-a } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \Rightarrow A_t = 0.0055 \times S_t \times b = 3.025$$

$$A_t = 3.025 \text{ cm}^2$$

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \phi_1^{\max} \Rightarrow 40 \times 1.6 = 65 \quad ; \quad L_r = 65\text{cm}$$

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

**Tableau V.13.** Ferrailage transversale des poteaux.

Niveaux	RDC+1 <sup>er</sup> étage	Etage 2+3	Etage 4+5	Etage 6+7	Etage 8+9
<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>	55x60	55x55	50x55	50x50	45x50
$\phi_1^{\max}$ (Cm)	1.6	1.6	1.4	1.4	1.2
$\phi_1^{\min}$ (Cm)	1.4	1.4	1.4	1.2	1.2
<b>L<sub>0</sub> (cm)</b>	306	306	306	306	306
<b>l<sub>f</sub> (cm)</b>	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
$\lambda_g$	3.57	3.89	3.89	4.28	4.28
$\rho_a$	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
<b>V<sub>u</sub>(KN)</b>	125.3268	104.9419	92.8748	70.5236	50.9123
<b>L<sub>r</sub>(cm)</b>	65	65	60	60	50
<b>t<sub>nodale</sub> (Cm)</b>	10	10	10	10	10
<b>t<sub>courante</sub> (Cm)</b>	10	10	10	10	10
<b>A<sub>t cal</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	1.95	1.78	1.58	1.32	0.95
<b>A<sub>t min</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	3.02	3.02	2.75	2.75	2.47
<b>A<sub>t adopte</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>6HA8=3.02</b>	<b>6HA8=3.02</b>	<b>6HA8=3.02</b>	<b>6HA8=3.02</b>	<b>6HA8=3.02</b>

#### V.4.4. Vérifications nécessaires

##### A. Vérification au flambement

Selon le **BAEL91 (Art. 4.4.1)** : Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour les poteaux les plus sollicités.

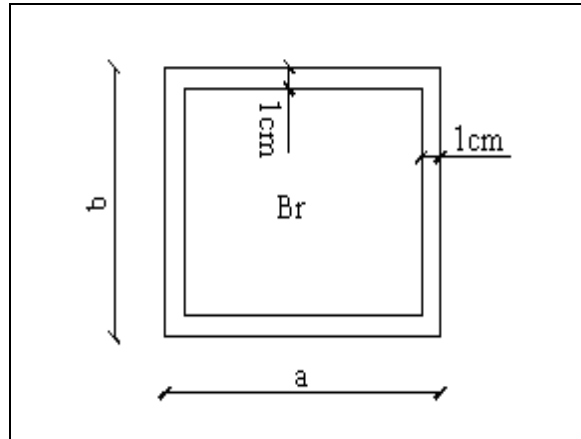


Figure V-4 Section réduite.

##### Critère de la stabilité de forme :

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

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

Avec :

$B_r$  : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1,5$  : Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1,15$  coefficient de sécurité de l'acier.

$\alpha$  : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement  $\lambda$  .

$A_s$ : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul

$$\alpha = [0,85 / (1 + 0,2)(\lambda / 35)^2] \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6 (50/\lambda) \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

L'élanement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3,46 L_f / b \quad \Rightarrow \text{Pour une section rectangulaire.}$$

$$B_r = (b - 2) \times (h - 2) \quad \Rightarrow \text{Pour un poteau rectangulaire}$$

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement, sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V.14.** Vérification au flambement des poteaux

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (c m)	L <sub>f</sub> (cm)	λ	α	As (cm <sup>2</sup> )	Br (cm <sup>2</sup> )	Nu (KN)	Nmax (KN)	Observation
RDC+1 <sup>er</sup> étage	55x60	306	214.2	13.47	0.825	28.4	3074	5954,40	2272,7828	Vérifiée
Etage 2+3	55x55	306	214.2	13.47	0.825	28.4	28.09	4373,02	1790,1072	Vérifiée
Etage 4+5	50x55	306	214.2	14.82	0.820	24.63	2544	4565,60	1349,5494	Vérifiée
Etage 6+7	50x50	306	214.2	14.82	0.820	21.37	2304	4108,17	931,9004	Vérifiée
Etage 8+9	45x50	306	214.2	16.46	0.813	18.10	2064	3619,30	524,6438	Vérifiée

**Remarque :**

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas risque de flambement.

**B. Vérification des contraintes de compression**

Etant donné que la fissuration est peu nuisible pour les poteaux, on vérifie les poteaux les plus sollicités à la contrainte de compression du béton seulement pour chaque niveau, et pour cela nous allons procéder comme suit :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \mu_t = \frac{b}{2} y^2 + 15[ A'(y-d') - A(d-y) ]$$

Etat limite de fissuration : (Contraintes dans l'acier) Art B.6.3 BAEL91

La fissuration est préjudiciable alors il est nécessaire de vérifier les conditions :

$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (y - d') \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \rightarrow \text{Fissuration nuisible (préjudiciable)}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :



**Tableau V.15.** Vérification des contraintes le béton au niveau des poteaux.

Niveau	Section	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Type de Section	C (m)	P (m <sup>2</sup> )	q (m <sup>3</sup> )	μ <sub>t</sub> (m <sup>3</sup> )	σ <sub>bc</sub> MPa	σ <sub>bc</sub> MPa	Observation
RDC +1 <sup>er</sup> étage	55x60	1654.93	72.32 4	SPC	- 0.26	0.18 5	- 0.288	0.10	10. 2	15	Vérifiée
Etage 2+3	55x55	1303.40	50.80 8	SPC	- 0.23	0.19 2	-0.40	0.09	8.4 0	15	Vérifiée
Etage 4+5	50x55	982.610	43.66 5	SPC	- 0.23	0.17 6	- 0.228	0.08	7	15	Vérifiée
Etage 6+7	50x50	678.795	37.18 6	SPC	- 0.19	0.14 7	- 0.156	0.06	5.7 6	15	Vérifiée
Etage 8+9	45x50	382.459	33.48 2	SPC	- 0.24	0.08 6	- 0.157	0.06 2	3.2 0	15	Vérifiée

**Remarque**

- ✓ La contrainte dans le béton est vérifiée dans tout les niveaux de la structure, donc pas de risque de sont éclatement.
- ✓ Toute les conditions sont vérifiées alors il n'y a pas de risque de fissuration des aciers

**C. Vérification des contraintes de cisaillement**

D'après le RPA99v2003 (Art. 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau V.16.** Vérification au cisaillement des poteaux.

Niveau	b x h (Cm <sup>2</sup> )	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	Observation
RDC +1 <sup>er</sup> étage	55x60	2.57	0,04	125.3268	0.39	1	Vérifiée
Etage 2+3	55x55	3.89	0,04	104.9419	0.36	1	Vérifiée
Etage 4+5	50x55	3.89	0,04	92.8748	0.35	1	Vérifiée
Etage 6+7	50x50	4.28	0,04	70.5236	0.29	1	Vérifiée
Etage 8+9	45x50	4.28	0,04	50.9123	0.23	1	Vérifiée

La contrainte de cisaillement ne dépasse pas la contrainte admissible au niveau de tous les étages, alors il n'y a pas de risque de cisaillement des poteaux.

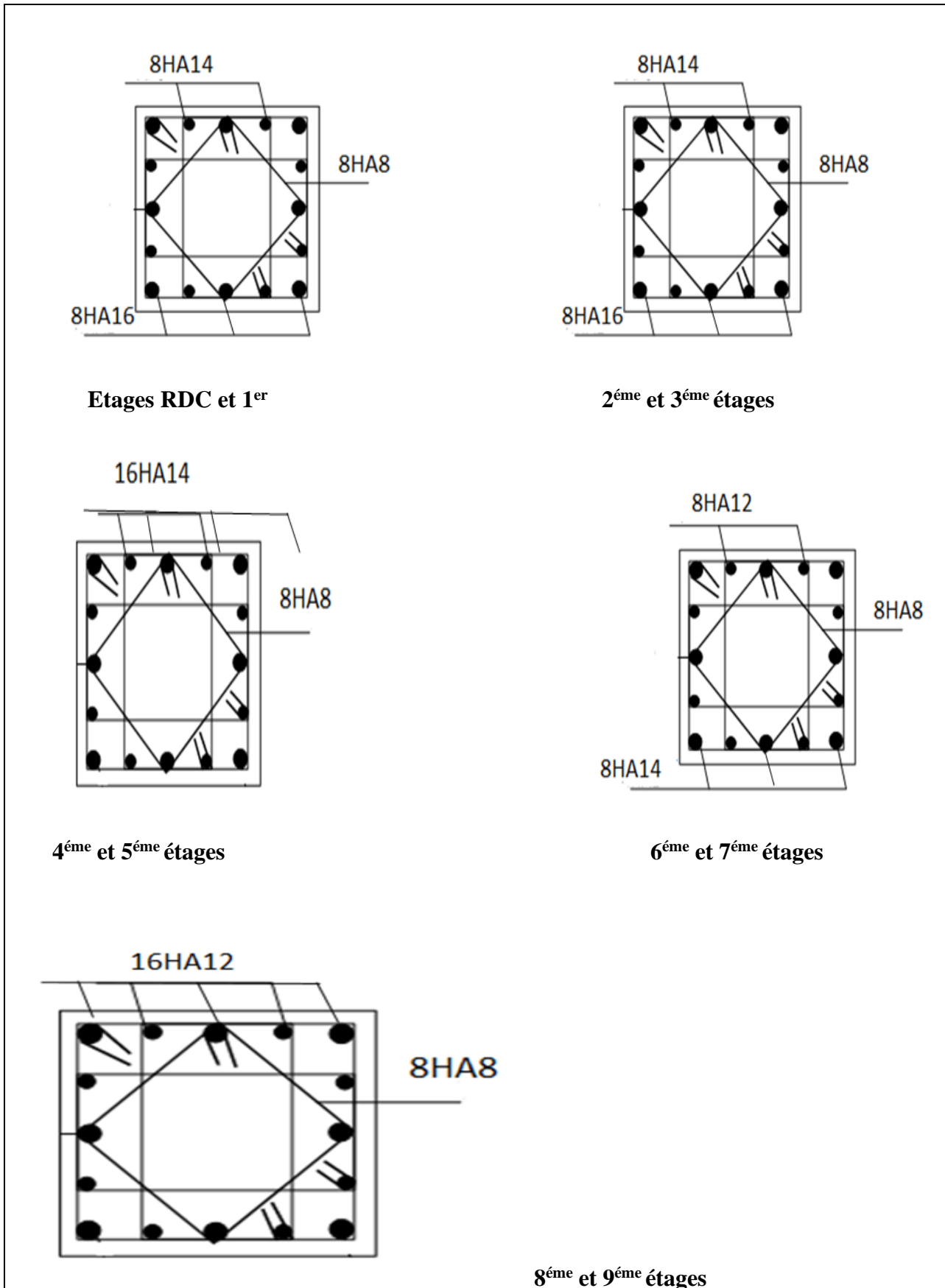


Figure v-5. Schéma ferrailage des poteaux.

## V.5. Etude des voiles

Le RPA99 version 2003 (**Art. 3.4. A.1.a**), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone II.a (moyenne sismicité).

### V.5.1. Définition

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), Les efforts horizontaux (au plus 75%) pour un contreventement mixte, grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plans.

Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Le voile est considéré comme une console encadrée à sa base, sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de ruptures dans un voile élancé causés par ces sollicitations :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les calculs se feront sous les combinaisons les plus défavorables suivantes :

- ❖  $1.35G+1.5Q$  (ELU)
- ❖  $G+Q\pm E$  (ELA)
- ❖  $0.8G\pm E$  (ELA)

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

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

## Recommandation du RPA99 version 2003

### A) 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, et  $e$  : 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).

### B) Armatures Horizontales

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

### C) 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 RPA99 V2003 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  $S_t \leq \min(1,5e; 30\text{cm})$
- 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 :

$$A_{ij} = 1,1 V/f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_u$$

### Exemple de calcul du voile VX

Le logiciel ETABS2016, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile. Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant, on procède au ferrailage de ces derniers à la flexion composée.

### Ferrailage longitudinale

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, et pour les autres voiles ils seront résumés dans les tableaux.

**Tableau V.17.** : Sollicitations et ferrailage du voile Vx dans tous les niveaux.

Niveau	Sollicitation	Section	$A_{ZT}^{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}^T$ ( $cm^2$ )	$A_{min}^C$ ( $cm^2$ )	$L_t$ (m)	$L_c$ (m)	$A_{min}^{tot}$ ( $cm^2$ )
Etages 1+2+3	$N_{max} \rightarrow M_c$ -202.5015→73.5009	SPC	4.77	0.79	0.58	0.26	0.39	2.08
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 224.2012→-401.191	SPC	11.73	1.004	0.38	0.33	0.25	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ -805.8259→18.5121	SPC	10.01	1.20	0.18	0.40	0.12	
Etages 4+5+6	$N_{max} \rightarrow M_c$ -179.83→73.9546	SPC	4.48	0.86	0.52	0.28	0.34	2.08
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 81.6241→-349.922	SPC	6.92	0.47	0.91	0.15	0.61	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ -597.4559→0.1346	SPC	7.26	1.38	0.002	0.46	0.0013	
Etages 7+8+9	$N_{max} \rightarrow M_c$ -55.8089→62.6034	SPC	2.53	1.19	0.19	0.39	0.19	2.08
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 77.3355→-225.0385	SPC	5.18	0.76	0.62	0.25	0.41	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ -382.334→-4.2621	SPC	4.94	1.28	0.10	0.42	0.066	
Terrasse inaccessibles	$N_{max} \rightarrow M_c$ -11.1333→50.0104	SPC	1.59	1.33	0.047	0.44	0.031	2.08
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 52.5815→-31.2597	SPC	1.89	1.25	1.12	0.41	0.086	2.08
	$N_{min} \rightarrow M_c$ -114.9527→-30.3648	SPC	2.38	0.57	0.80	0.19	0.53	20.8

**Tableau V.18.** Sollicitations et ferrailage du voile Vy dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Type de section	$A_{ZT}^{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}^T$ ( $cm^2$ )	$A_{min}^C$ ( $cm^2$ )	$L_t$ (m)	$L_c$ (m)	$A_{min}^{tot}$ ( $cm^2$ )
Etages 1+2+3	$N_{max} \rightarrow M_c$ 33.046→40.5087	SPC	0.32	1.70	0.39	0.56	0.26	3.15
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 481.1819→-116.1489	SPC	10.74	1.98	0.11	0.66	0.07	
	$N_{min} \rightarrow M_c$ -806.9455→-474.7336	SPC	19.24	1.26	0.83	0.42	0.55	
	$N_{max} \rightarrow M_c$	SPC	4.02	1.85	0.24	0.61	0.16	

<b>Etages 4+5+6</b>	-79.0492→160.7298							3.15
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 184.4225→- 208.5039	SPC	6.12	1.54	0.55	0.51	0.36	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ -478.5886→13.0462	SPC	6.21	1.85	0.24	0.61	0.18	
<b>Etages 7+8+9</b>	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 20.7274→109.9439	SPC	1.79	2.007	0.092	0.66	0.001	3.15
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 170.1962→- 103.1521	SPC	4.50	1.80	0.29	0.60	0.19	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ -316.4024→-95.7341	SPC	5.85	0.48	0.61	0.16	1.07	
<b>Terrasse inaccessibles</b>	$N_{\max} \rightarrow M_c$ 21.123→41.5512	SPC	0.50	1.85	0.24	0.61	0.16	3.15
	$M_{\max} \rightarrow N_c$ 45.4876→90.293	SPC	0.73	2.00	0.09	0.66	0.06	3.15
	$N_{\min} \rightarrow M_c$ -109.0143→-42.5077	SPC	2.19	0.84	1.25	0.28	0.83	3.15

### Le ferrailage longitudinal et transversal opté pour tous les voiles :

Selon les sollicitations déjà présentées et le type des sections trouvées nous avons ce qui suit :

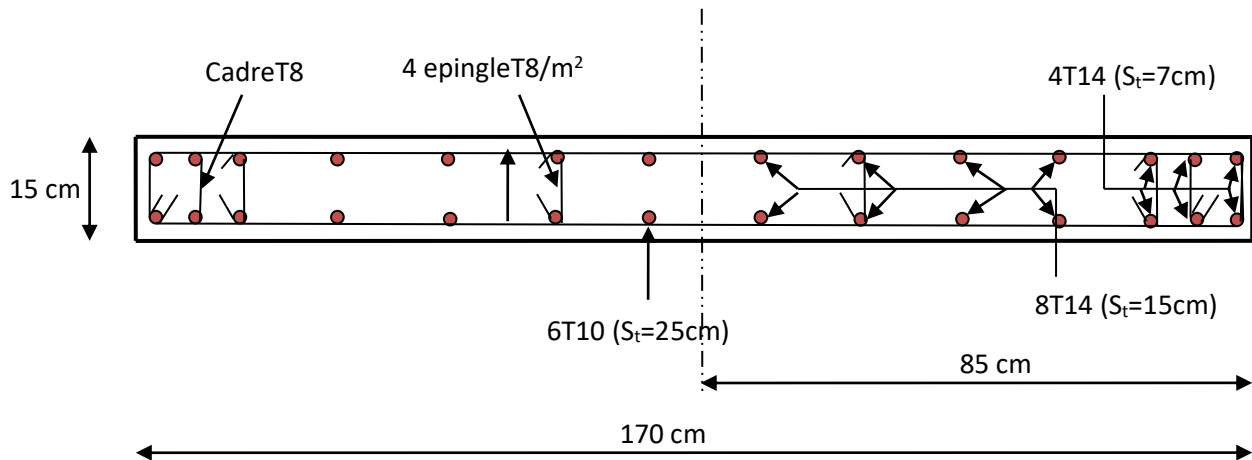
**Tableau V.19** : ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vx.

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{verticale}$ (cm)	$V_u$ (KN)	$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{adopté}$
Etages 1+2+3	8HA14 = 12.32 cm <sup>2</sup>	12	102.0185	0.61	0.18	2HA8 =1,01 cm <sup>2</sup>
Etages 4+5+6	8HA12 = 9.05cm <sup>2</sup>	17	53.7032	0.45	0.25	2HA8 =1,01 cm <sup>2</sup>
Etages 7+8+9	6HA12 = 6.79cm <sup>2</sup>	15	45.7559	0.34	0.22	2HA8 =1,01 cm <sup>2</sup>
Terrasse innacc	6HA10 = 4.71 cm <sup>2</sup>	10	26.592	0.13	0.15	2HA8 =1,01 cm <sup>2</sup>

**Tableau V.20** : ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vy..

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{verticale}$ (cm)	$V_u$ (KN)	$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{adopté}$
Etages 1+2+3	8HA14 = 12.32 cm <sup>2</sup>	20	173.5419	1.12	0.3	2HA8 =1,01 cm <sup>2</sup>
Etages 4+5+6	8HA12 = 9.05cm <sup>2</sup>	20	116.1812	0.75	0.3	2HA8 =1,01 cm <sup>2</sup>
Etages 7+8+9	6HA12 = 6.79cm <sup>2</sup>	10	84.3741	0.27	0.15	2HA8 =1,01 cm <sup>2</sup>
Terrasse innacc	6HA8= 3.02 cm <sup>2</sup>	10	18.932	0.06	0.15	2HA8 =1,01 cm <sup>2</sup>

- Exemple Schéma de ferrailage du voile  $V_x$



**Fig. V.6 :** Schéma de ferrailage du voile RDC

## V.6.Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments principaux qui jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations de flexion obtenues par le logiciel ETABS. Les voiles de contreventement et les poteaux ont été calculés à la flexion composée. Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.

# Chapitre VI

*Etude de*

*L'infrastructure*



## VI.1. Introduction

Les fondations sont représentées par la partie inférieure de la superstructure, reposant sur un sol d'assise auxquelles sont transmises les charges verticales induites par le poids propre de la structure. Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle une bonne tenue de l'ensemble.

## VI.2. Critères de choix et types de fondations

Suite à une étude géotechnique, le choix du type de fondation se fait selon le type et la consistance du sol d'assise de la structure, mais aussi de son poids.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal centré dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.
- Une force horizontale résultante par exemple de l'action du séisme ou du vent, qui peut être variable en grandeur et en direction.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet, vis-à-vis du site, du sol, et de l'ouvrage.

Le choix du type de fondation se fait sur la base de données de la structure et de son implantation.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficielles, ancrées à 5 m de profondeur par rapport à la cote du terrain actuel, et un taux de travail de 1,45 bars.

Afin de déterminer le choix de fondation à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux dernières vérifications ne sont pas satisfaites on optera pour un radier nervuré.

## VI.3. Combinaisons d'actions à considérer

Les fondations sont dimensionnées et calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

$$\text{D'après le RPA99 :} \quad \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases} \quad (\text{Art. 10.1.4.1})$$

$$\text{D'après le DTR BC 2.33.1 :} \quad \begin{cases} G + Q \\ 1.35G + 1.5Q \end{cases}$$

## VI.4. Vérifications des types de fondations

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec :

N : Effort normal agissant sur la semelle.

S : Surface d'appui sur le sol.

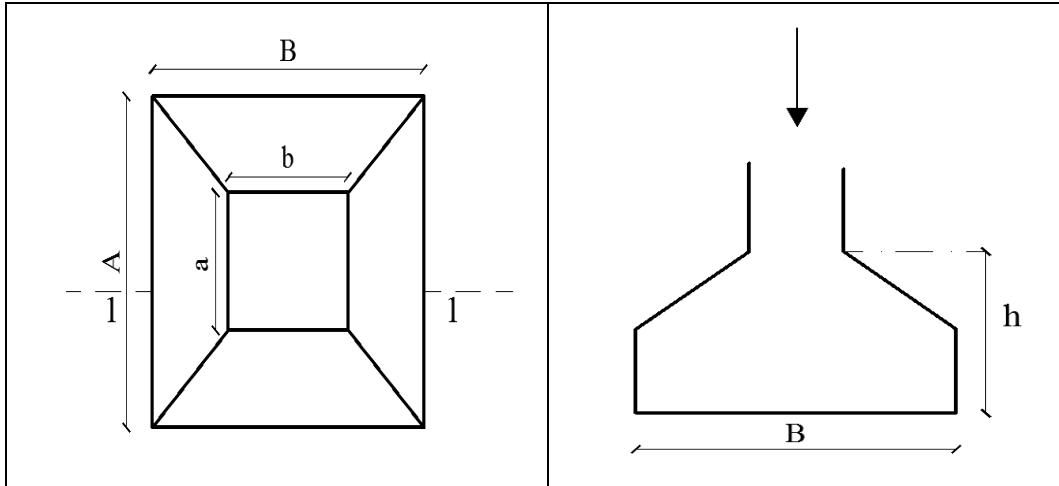
$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$  : La capacité portante du sol.

On procède donc à la vérification dans l'ordre suivant :

### A. Vérification de la semelle isolée

Premièrement on suggère des semelles isolées dont la vérification concerne la semelle sous le poteau le plus sollicité, tel que :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$



**Figure VI.1.** Vue en plan d'une semelle isolée.

**Figure VI.2.** Coupe 1-1 de la semelle.

**Avec :**

$N_{ser}$ : Effort normal de service maximal agissant sur la semelle, déduit de la modélisation avec le logiciel ETABS2016.

$S$  : Surface de la semelle isolée.  $S = A \times B$ .

Les poteaux à la base ont une section carrée, donc :  $S = B^2$ .

$N_{ser} = 1654.9326$  KN et  $\bar{\sigma}_{sol} = 1.45$  bar

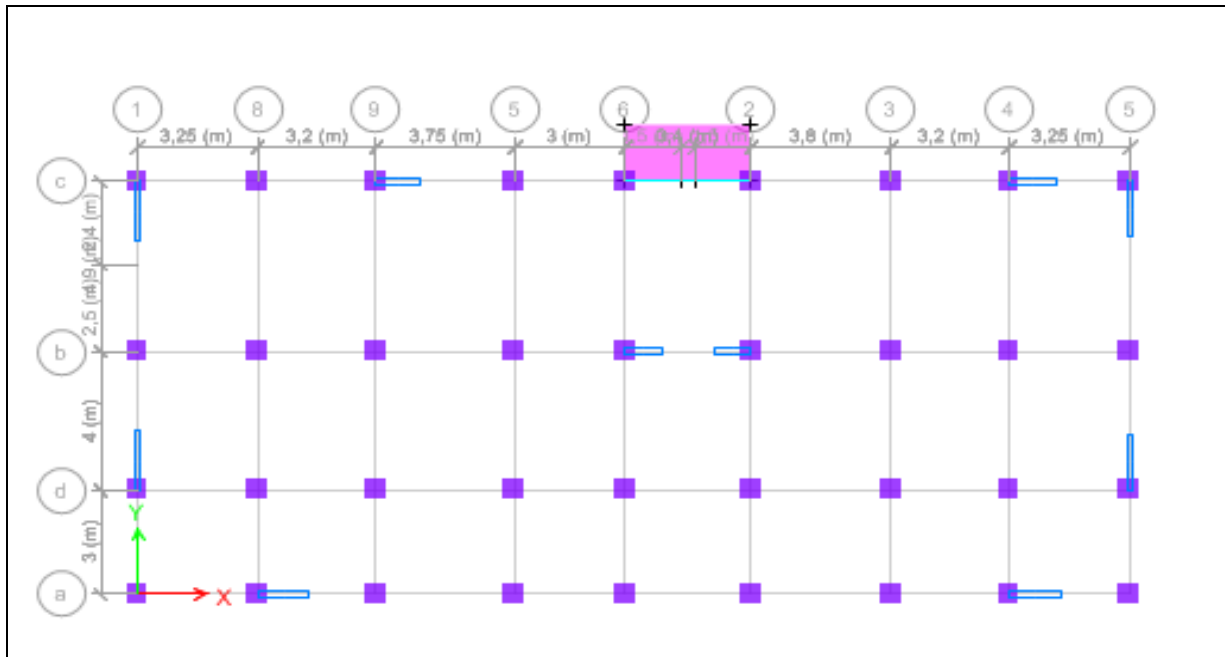
$$\frac{N_{ser}}{B^2} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B = \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1654.9326}{1.45}} \Rightarrow B \geq 3.38\text{m}$$

On constate qu'il y'aura un chevauchement entre les semelles isolées, car l'entre-axe minimal des poteaux est de 3,00 m, ce qui revient à dire que les semelles isolées ne conviennent pas à notre cas.

### B. Vérification de la semelle filante

On détermine la semelle filante la plus sollicitée en utilisant le logiciel ETABS2016, en tirant les efforts normaux situés sous les poteaux/voiles qu'elle reprend.



**Figure VI.3.** Schéma des différentes files des semelles filantes.

On suppose que le fil 'b' est la plus défavorable ; les résultats sont résumés dans le tableau suivant : **Tableau VI.1.** Somme des efforts normaux sur la file b de semelles filantes.

File de portique	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\Sigma$ effort normaux repris par les poteaux	635.54	1146.35	1280.16	1277.57	1085.35	1145.95	1275.02	1141.58	640.31	
$\Sigma$ effort normaux repris par les voiles	111.44	1080.33	1007.60	904.78	823.49	708.65	606.70	479.01	360.16	210.05

Donc  $\Sigma N_i = 16922.75 \text{ KN}$ .

Avec :

$N_i$ : Effort normal provenant du poteau/voile « i ».

La surface de la semelle filante se calcule avec la formule suivante :

$$S_{s.filante} \geq \frac{NSser}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{NSser}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{NSser}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

On a  $N^{ser} = 16922.75 \text{ KN}$  et  $\bar{\sigma}_{sol} = 1.45 \text{ bar}$

$$L = \sum L_i + 2xL_{\text{débordement}} \text{ avec } L_{\text{débordement}} = 0.60 \text{ m}$$

$$L = 27.9 \text{ m}$$

A.N :  $B \geq 4.18 \text{ m}$  on opte pour  $B = 4.20 \text{ m}$

### Remarque

La faite que la surface totale de la semelle filante qui est égale à  $468.72 \text{ m}^2$  dépasse 50% de la surface du bâtiment alors sa a donner un radier générale.

## VI.5. Etude du radier nervuré

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé, et sollicité à la flexion simple. Il est soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), il assure une bonne répartition des charges vers le sol, il représente donc une solution adéquate pour éviter les tassements différentiels.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- L'importance des charges transmises au sol.
- Le rapprochement des poteaux (petites trames).
- La mauvaise nature du sol d'assise.

### VI.5.1. Dimensionnement du radier

Le dimensionnement du radier se fait selon les sept conditions principales concernant la raideur du radier, sa résistance au cisaillement, au poinçonnement, au renversement, la contrainte du sol, la poussée hydrostatique et une condition forfaitaire de coffrage.

- **La condition de coffrage**

On a :  $L_{\text{max}} = 4,90 \text{ m}$ ; la plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

$h_t$ : Hauteur des nervures.

$h_r$ : Hauteur de la dalle.

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{4.90}{20} = 0.245 \text{ m} \quad \text{Soit } h_r = 30 \text{ cm}$$

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{4.90}{10} = 0.49 \text{ m} \quad \text{Soit } h_n = 50 \text{ cm}$$

- **La condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

$L_e$  : est la longueur élastique,

$K$  : 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 ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la section du radier ;}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4 \cdot 10^4 \times 4.90^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 70 \text{ cm}$$

Donc  $h_t \geq 70 \text{ cm}$

- **Calcul de la surface du radier**

L'effort normal « N » comme cité plus haut, représente le poids total de la superstructure, ainsi que le poids propre du radier, soit :  $N_{\text{ser}} = 40834.0004 \text{ KN}$

- **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure :  $h_t = 70 \text{ cm}$

Hauteur de la table du radier  $h_r = 30 \text{ cm}$

Enrobage  $d' = 5 \text{ cm}$

La surface du radier  $S_{\text{rad}} = 329.4 \text{ m}^2$

### VI.5.2. Vérifications nécessaires

- **Vérification de la contrainte du sol : DTR BC 2.3.3.1 (Art. 3.541 a)**

Le calcul des contraintes revenant au radier se fait suivant les formules classiques de la résistance des matériaux et devront par la suite vérifier certaines conditions. Pour cela, il sera nécessaire de calculer l'inertie du radier par rapport à son centre de gravité et ce, en appliquant le théorème de Huygens ; ce qui donne :

$$\begin{cases} X_G = 13.35 \text{ m} \\ Y_G = 5.95 \text{ m} \end{cases} \quad \begin{cases} I_{xx} = 3749.48 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 18875.54 \text{ m}^4 \end{cases}$$

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante, dans le sens longitudinal et transversal :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

$\sigma_{\text{max}}$  et  $\sigma_{\text{min}}$  : Les contraintes sous le radier et sont à égales à :

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

$$\begin{cases} M_{xx} = 24799.8174 \text{ KN.m} \\ M_{yy} = 55070.51861 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{Résultat tiré du logiciel ETABS}$$

Détermination de la contrainte moyenne dans les deux sens de calcul :

$$\text{Sens X-X : } \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{40.834}{329.4} + \frac{247.998174}{3749.48} \times 5.95 = 0.123 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{40.834}{329.4} - \frac{247.998174}{3749.48} \times 5.95 = 0.12 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.123 + 0.12}{4} = 0.122 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0.145 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérifier}$$

$$\text{Sens Y-Y : } \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{40.834}{329.4} + \frac{550.705}{18875.54} \times 5.95 = 0.123 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{40.834}{329.4} - \frac{550.705}{18875.54} \times 5.95 = 0.12 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.123 + 0.12}{4} = 0.122 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0.145 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérifier}$$

- **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\checkmark \text{ Sens X-X : } e = \frac{24799.8174}{40834.0004} = 0,607 < \frac{27}{4} = 6.75 \text{ m} \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\checkmark \text{ Sens-Y-Y : } e = \frac{55070.51861}{40834.0004} = 1.34 < \frac{12.2}{4} = 3.05 \text{ m} \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont satisfaites, il n'y a donc pas risque de renversement.

- **Vérification de la poussée hydrostatique**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$$

$f_s$  : Coefficient de sécurité ( $f_s = 1.15$ ) ;

$H$  : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment  $H = 5 \text{ m}$

$S_{\text{rad}}$  : Surface du radier ( $S_{\text{rad}} = 329.4 \text{ m}^2$ ) ;

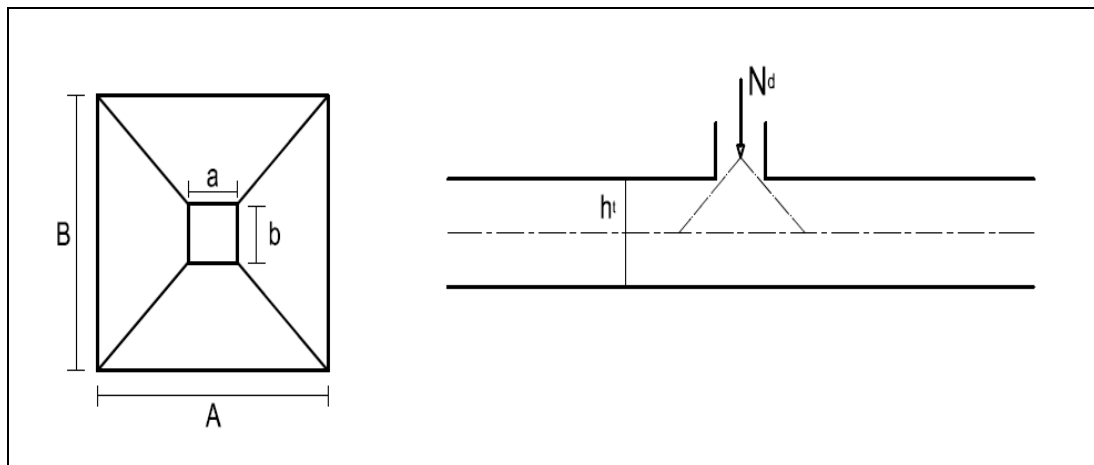
$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ ).

$$N = 40834.0004 \text{ KN} \geq 1894.05 \text{ KN} \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$



**Figure VI.4.** Schéma représentatif de la zone d'impact de la charge concentrée.

**Avec :**

$N_d$  : Effort normale à l'état ultime

$h_t$  : Hauteur total de radier.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (55x60) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2(A + B)$

Tel que :

$$A = a + h_t = 0.55 + 0.7 = 1.25 \text{ m}$$

$$B = b + h_t = 0.55 + 0.7 = 1.3 \text{ m}$$

Soit :  $U_c = 5.1 \text{ m}$  et  $N_d = 2272.7828 \text{ KN}$

$$N_d = 2.277828 \text{ MN} < 0.045 \times 5.1 \times 0.70 \times \frac{25}{1.5} = 2.68 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

- **Vérification au cisaillement**

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de  $b=1\text{m}$  de longueur et de la hauteur  $d$ .

$$\text{Avec : } V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2S_{\text{rad}}} = \frac{40834.0004 \times 4.90}{2 \times 329.4} = 303.71 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{v d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d = \frac{0.30371}{2.5} = 0.121 \text{ m}$$

$\tau_u = 1.52 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots$  La condition est vérifiée

Donc il n'y a pas risque de rupture par cisaillement.

### VI.5.3.Ferraillage du radier

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable, et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

- **Calcul des sollicitations**

Le panneau le plus sollicité est représenté ci-contre :

$$\begin{cases} L_x = 4.90 \text{ m} \\ L_y = 3.75 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = 0.76 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille selon deux sens.}$$

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}}$$

Avec

$N_u$  L'effort normal ultime donné par la structure tel que  $N_u = 55070.51861 \text{ KN}$ .

- ✓ **Calcul du poids propre du radier :**

$$P_{\text{rad}} = h_{\text{rad}} \times S_{\text{rad}} \times \gamma_b = 0.30 \times 329.4 \times 25 = 2470.5 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u,\text{cal}} + 1.35 P_{\text{rad}} = 56030.231 + 1.35 \times 2470.5 = 59365.406 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{59365.406}{329.4} = 180.22 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité, on a :

$$\rho = 0.76 \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0608 \\ \mu_y = 0.5274 \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0672 \\ \mu_y = 0.6580 \end{cases}$$

- **Calcul des moments isostatiques à l'ELU**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.0608 \times 180.22 \times 3.75^2 = 154.08 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.5274 \times 154.08 = 81.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des moments corrigés à l'ELU**

$$\begin{cases} M_{\text{tx}} = 0.85 \times M_{0x} = 130.96 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ty}} = 0.85 \times M_{0y} = 69.07 \text{ KN.m} \end{cases}, M_{\text{ax}} = M_{\text{ay}} = -0.5 \times M_{0x} = -77.04 \text{ KN.m}$$



Le ferrailage se fait pour une section (b×h) : (1×0,30) m<sup>2</sup>.

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

**Tableau VI.2.**Tableau de ferrailage du radier.

Localisation		M(KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> debarres	St (cm)
travée	X-X	130.96	18.62	2.688	18.85	6HA20	15
	Y-Y	69.07	9.23	2.4	10.78	7HA14	12
Appui		-77.04	10.39	2.688	10.78	7HA14	12

### VI.5.4. Vérifications à l'ELU

#### • Condition de non fragilité

$$\text{On a } e = 30\text{cm} > 12\text{cm} \text{ et } \rho = 0.76 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_{\min x} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r = 2.688\text{cm}^2 \\ A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h_r = 2,4\text{cm}^2 \end{cases}$$

#### • Vérification de l'effort tranchant

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17\text{MPa}$$

$$\begin{cases} \text{Sens xx: } v_x = \frac{q_{ux} L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 251.60\text{KN} \\ \text{Sens yy: } v_y = \frac{q_{uy} L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 112.77\text{KN} \end{cases} \Rightarrow V_{\max} = 251.60\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{251.60 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} = 1.006\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17\text{MPa}$$

Donc : Pas de risque de rupture par cisaillement.

### VI.5.5. Vérifications à l'ELS $Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$

Avec : N<sub>s</sub>: Effort normal de service donné par la structure qui égale à =40834.0004KN

$$N_u = N_s + p_{rad} = 40834.0004 + 2470.5 = 43304.50\text{KN}$$

Ce qui donne  $Q_s = \frac{43304.50}{329.4} = 131.46 \text{ KN/m}^2$

- Calcul des moments isostatiques à l'ELS

$$\begin{cases} M_{ox} = 124.22 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 81.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul des moments corrigés à l'ELS

$$\begin{cases} M_{tx} = 105.57 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 69.45 \text{ KN.m} \\ \text{Max} = \text{May} = -62.1 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le tableau ci-dessous résume la vérification des contraintes à l'ELS du radier :

**Tableau VI.3.** Vérification des contraintes à l'ELS du radier.

Localisation		$M_s(\text{KN.m})$	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} (\text{MPa})$	Observation	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} (\text{MPa})$
Travée	X-X	105.57	9.39	96496.15	10.27 < 15	Vérifié	256.16 > 201.63
	Y-Y	69.45	7.51	63582.82	8.20 < 15	Vérifiée	286.55 > 201.63
Appui		-62.1	7.51	63582.82	7.33 < 15	Vérifiée	256.23 > 201.63

La contrainte de traction des aciers n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer les armatures à l'ELS. Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de calcul des armatures à l'ELS du radier

**Tableau VI.4.** Calcul des armatures du radier à l'ELS.

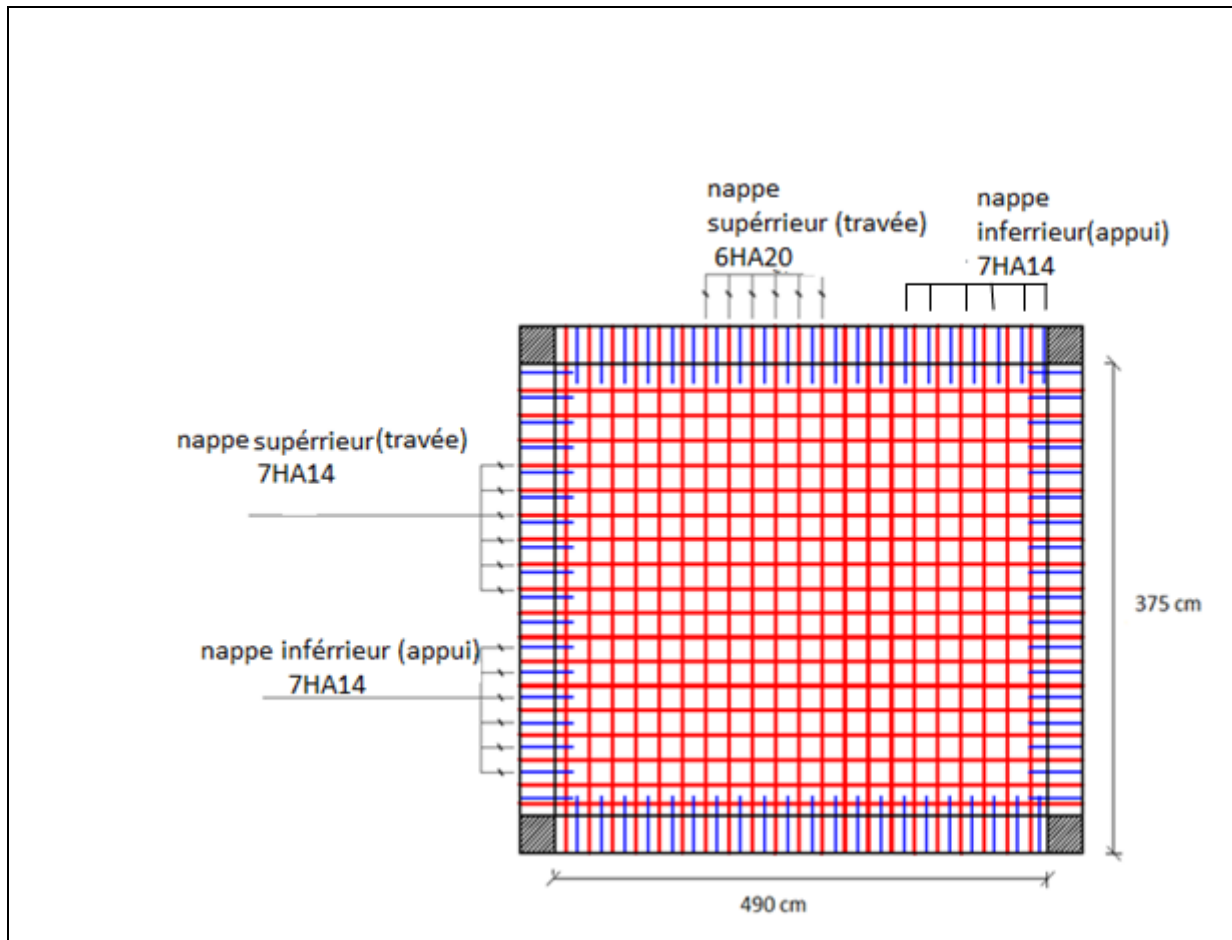
Localisation		$M_s(\text{KN.m})$	$\beta (10^{-3})$	$\alpha$	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	Nbre <sup>barre</sup>	$A_{adop} (\text{cm}^2)$	St (cm)
Travée	X-X	105.57	8.37	0.44	24.54	8HA20	25.13	10
	Y-Y	69.45	5.51	0.35	15.58	6HA20	18.85	15
Appui		-62.1	4.92	0.11	12.78	7HA16	14.07	12

- Vérification des espacements

La fissuration est nuisible, donc pour les deux sens on a :

$$St \leq \min(2e; 25\text{cm}) \quad st \leq 25\text{cm}$$

- Schéma de ferrailage de la dalle du radier



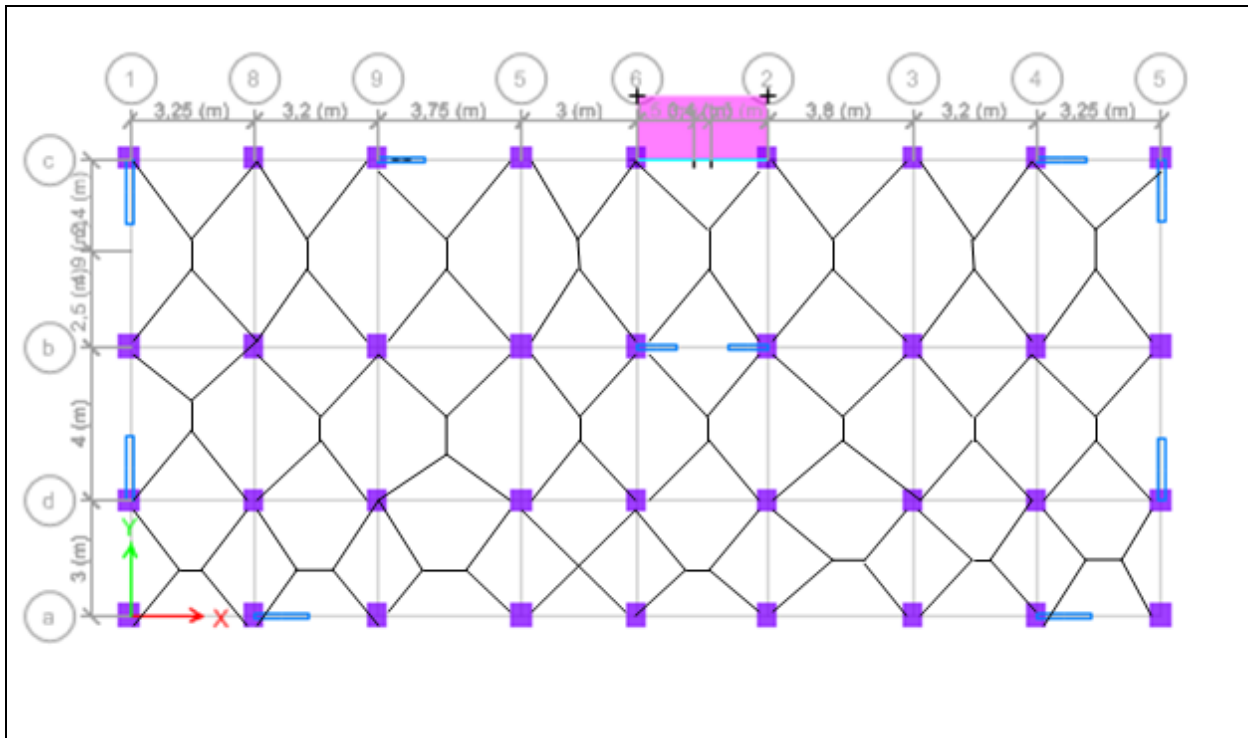
**Figure VI.5.** Schéma de ferrailage de la dalle du radier.

## VI.6. Etude des nervures

Les nervures sont des poutres de section en « T » renversées, noyées dans le radier. Elles servent d'appuis pour la dalle du radier, et sont calculées à la flexion simple.

### VI.6.1. Calcul des sollicitations

La répartition des charges sur chaque travée s'effectue en fonction des lignes de ruptures (répartition triangulaire ou trapézoïdale), comme indiqué sur la figure ci-dessous :



**Figure VI.6.** Schéma des lignes de ruptures.

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges «  $q$  » équivalentes uniformément réparties.

#### • Charges triangulaires

- Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée :

$$q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

- Cas d'une seule charge triangulaire par travée :

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

#### 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

$$\begin{cases} q_m = \frac{p}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{p}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) \times l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

$q_m$ : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

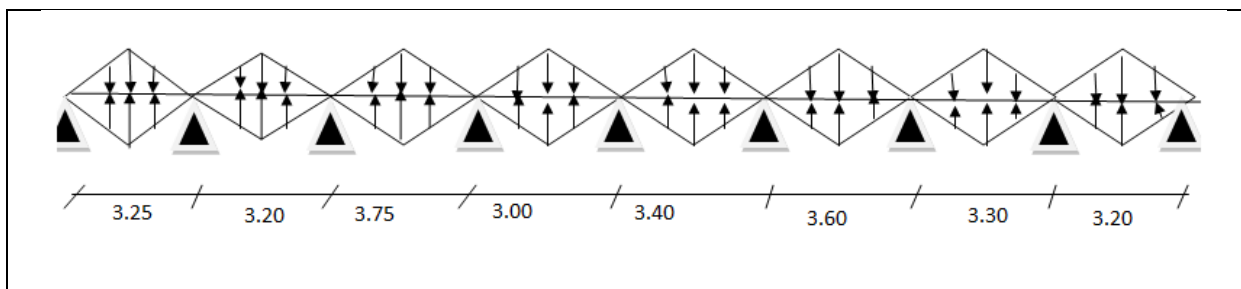
$q_v$ : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$P$  : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

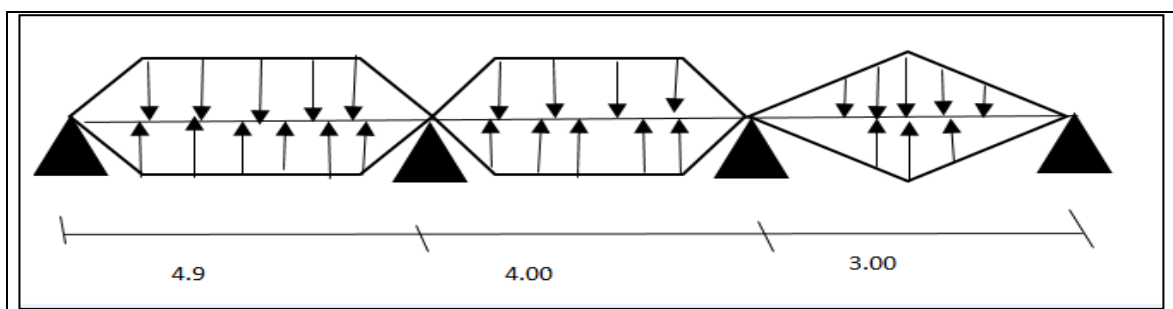
$$\rho_d = \frac{l_{xd}}{l_y} \quad \text{Et} \quad \rho_g = \frac{l_{xg}}{l_y}$$

Pour chaque sens, le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable, puis l'étude sera généralisée sur toutes les nervures. Pour la détermination des sollicitations, on utilisera la méthode de Caquot.

Les nervures les plus défavorables sont montrées sur les figures ci-dessous :



**Figure VI.7.** Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens x-x.



**Figure VI.8.** Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens y-y.

- Calcul du chargement

$$Nu' = Nu - P_{ner} = 62144.76 - 1.35 \times (2058.7875) = 59365.39 \text{ KN}$$

$$Ns' = Ns - P_{ner} = 45363.28 - 2058.7875 = 43304.5004 \text{ KN}$$

Soit

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = \frac{N_{ul}}{S_{rad}} = 180.22 \text{ KN/m}^2 \\ P_s = \frac{N_{sl}}{S_{rad}} = 131.46 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

On obtient donc :

➤ **Sens X-X**

Le tableau ci-dessous récapitule le chargement sur les travées dans le sens x-x :

**Tableau VI.5.**Chargement sur les travées du sens x-x.

Chargement	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F	Travée F-G	Travée G-H	Travée H-I
$q_m^u$ (KN/m)	390.47	384.46	450.55	360.49	408.49	432.52	396.48	384.46
$q_m^s$ (KN/m)	284.83	288.44	328.65	262.92	297.97	315.50	289.21	288.44
$q_v$ (KN/m)	292.85	288.35	337.91	270.33	306.37	324.39	297.36	288.35

➤ **Sens Y-Y**

Le tableau ci-dessous récapitule le chargement sur les travées dans le sens y-y :

**Tableau VI.6.**Chargement sur les travées du sens y-y.

Chargement	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D
$q_m^u$ (KN/m)	498.07	455.65	588.71
$q_m^s$ (KN/m)	363.32	332.37	429.43
$q_v$ (KN/m)	390.85	347.26	441.53

### Calcul des sollicitations

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable. Dans le calcul des sollicitations on doit rajouter le poids des nervures qui sont des charges uniformément réparties.

$$P_{ner}^u = 1.35 \times b_{av-pot} \times ht \times \gamma_b = 1.35 \times 0.55 \times 0.7 \times 25 = 12.99 \text{ KN/m}$$

$$P_{ner}^s = b_{avnt-pot} \times ht \times \gamma_b = 8.95 \text{ KN/m}$$

Les résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS respectivement, sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.7.**Sollicitations dans les nervures à l'ELU dans les deux sens.

Sens	travée	L(m)	$q$ $^u m(\text{Kn/m})$	$M_g(\text{KN.m})$	$M_d(\text{KN.m})$	$X_0$ (m)	$M_0$	Mt
X-X	A-B	3.25	390.47	0	526.51	2.03	515.54	844.40
	B-C	3.2	384.46	526.61	769.30	1.79	492.10	1154.42
	C-D	3.75	450.55	769.30	729.86	1.85	791.27	1541.11
	D-E	3	360.49	726.86	592.65	1.37	405.55	1071.12
	E-F	3.4	408.49	592.65	761.23	1.82	590.26	1273.14
	F-G	3.6	432.52	761.23	733.75	1.78	700.68	1448.32
	G-H	3.3	396.48	733.75	540.81	1.50	539.70	1185.75
	H-I	3.2	384.46	540.81	0	1.16	492.10	836.86
Y-Y	A-B	4.9	498.07	0	1274.64	2.97	1494.83	2267.41
	B-C	4	455.65	1274.64	1346.28	2.03	911.3	2222.29
	C-D	3	588.71	1346.28	0	0.73	662.29	1680.97

Tableau VI.8.Sollicitations dans les nervures à l'ELS dans les deux sens.

Sens	travée	L(m)	$q$ $s m(\text{Kn/m})$	$M_g(\text{KN.m})$	$M_d(\text{KN.m})$	$X_0$ (m)	$M_0$	Mt
X-X	A-B	3.25	284.83	0	389.37	2.04	376.06	620.46
	B-C	3.2	288.44	389.37	566.71	1.79	369.20	857.76
	C-D	3.75	328.65	566.71	532.24	1.84	577.70	1127.49
	D-E	3	262.92	532.24	432.22	1.37	295.78	782.34
	E-F	3.4	297.97	432.22	555.29	1.82	423.34	921.43
	F-G	3.6	315.50	555.29	535.23	1.78	511.11	1056.47
	G-H	3.3	289.21	535.23	399.77	1.50	393.68	867.33
	H-I	3.2	288.44	399.77	0	1.16	369.20	624.05
Y-Y	A-B	4.9	363.32	0	929.78	2.97	1090.41	1653.97
	B-C	4	332.37	929.78	623.64	1.76	664.74	1459.81
	C-D	3	429.43	623.64	0	1.01	483.10	896.78

VI.6.2. Ferrailage des nervures

Le ferrailage se fera pour une section en « T » à la flexion simple.

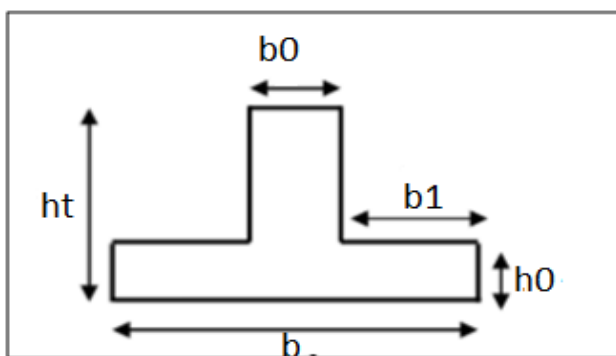


Figure VI.9. Section à ferrailer.

- **Détermination de la largeur b**

$$h = 70 \text{ cm}, h_0 = 30 \text{ cm}, b_0 = 55 \text{ cm}, d = 65 \text{ cm}$$

$$\text{On a: } \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \text{CBA93 (Art. 4.1.3)}$$

$$\text{Sens X-X: } \frac{b-0.55}{2} \leq \min\left(\frac{3.2}{2}; \frac{2.45}{10}\right) \Rightarrow b \leq 1.04 \text{ m}$$

$$\text{Sens-Y-Y : } \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \Rightarrow b \leq 1.04 \text{ m}$$

On opte pour **b = 100 cm** pour les deux sens.

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

**Tableau VI.9.** Tableau des résultats du ferrailage des nervures.

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> barres
X-X	Travée	1541.11	80.51	7.8	89.3	5HA32+10HA25
	Appui	769.30	36.84		38.32	10HA20+5HA16
Y-Y	Travée	1267.41	63.89	7.8	64.8	10HA25+5HA20
	Appui	1346.28	69.08		73.63	15HA25

### VI.6.3. Vérifications à l'ELU

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$\text{On a: } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{ F. N}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens xx: } \tau_u = \frac{1333.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.65} = 2.05 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{ vérifiée} \\ \text{Sens yy: } \tau_u = \frac{1349.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.65} = 2.08 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{ vérifiée} \end{array} \right.$$

DONC : Pas de risque de cisaillement des nervures.

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{\max}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(25; 55; 20) \text{ mm} \Rightarrow \text{Soit : } \phi_t \leq 20 \text{ mm} \text{ soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

$$A_t = 6 \text{ HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2.$$



- **Espacements des aciers transversaux**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) \leq 40\text{cm} \\ St \leq \frac{At \times fe}{0.4 \times b0} \leq 85.63 \text{ cm} \\ St \leq \frac{0.8 \times at \times fe}{b0 (\bar{\tau}_u - 0.3 \text{ ft}28)} \leq 18.89 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On opte pour :  $St = 15 \text{ cm}$  en travée ; et  $St = 10 \text{ cm}$  en zone nodale.

- **Armatures de peau**

D'après le CBA (Art. A.7.3). Les armatures dénommées "armatures de peau" sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Lorsque la membrure tendue d'une poutre est constituée de barres de diamètre supérieur à 20 mm, l'écartement de celles-ci dans le sens horizontal est au plus égal à 4 fois leur diamètre. On entend par écartement la distance entre axes de deux barres consécutives. En outre, dans les cas où la fissuration est considérée comme très préjudiciable, les prescriptions sont modifiées par celles données A.4.5.3.4.

#### VI.6.4. Vérifications à l'ELS

Les résultats de calcul des contraintes pour les nervures, sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.10.** Vérification des contraintes des nervures à l'ELS.

Local	$M_s$ (KN. m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Observation	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	
X-X	travée	1127.49	30.43	29441618.43	11.65 < 15	Vérifiée	198.5 < 201.63
	Appui	566.71	7.98	1125949.28	4.01 < 15	Vérifiée	430 > 201.6
Y-Y	travée	1653.97	15.60	2903343.12	3.51 < 15	Vérifiée	166 < 201.6
	Appui	929.78	17.54	3072330.706	5.3 < 15	Vérifiée	215.44 > 201.6

Les contraintes de traction dans les aciers selon pas tous vérifiées, donc on doit recalculer les armatures à l'ELS.

Les tableaux ci-dessous résument les résultats de calcul des armatures à l'ELS ainsi que leur vérification :

**Tableau VI.11.** Calcul des armatures des nervures à l'ELS.

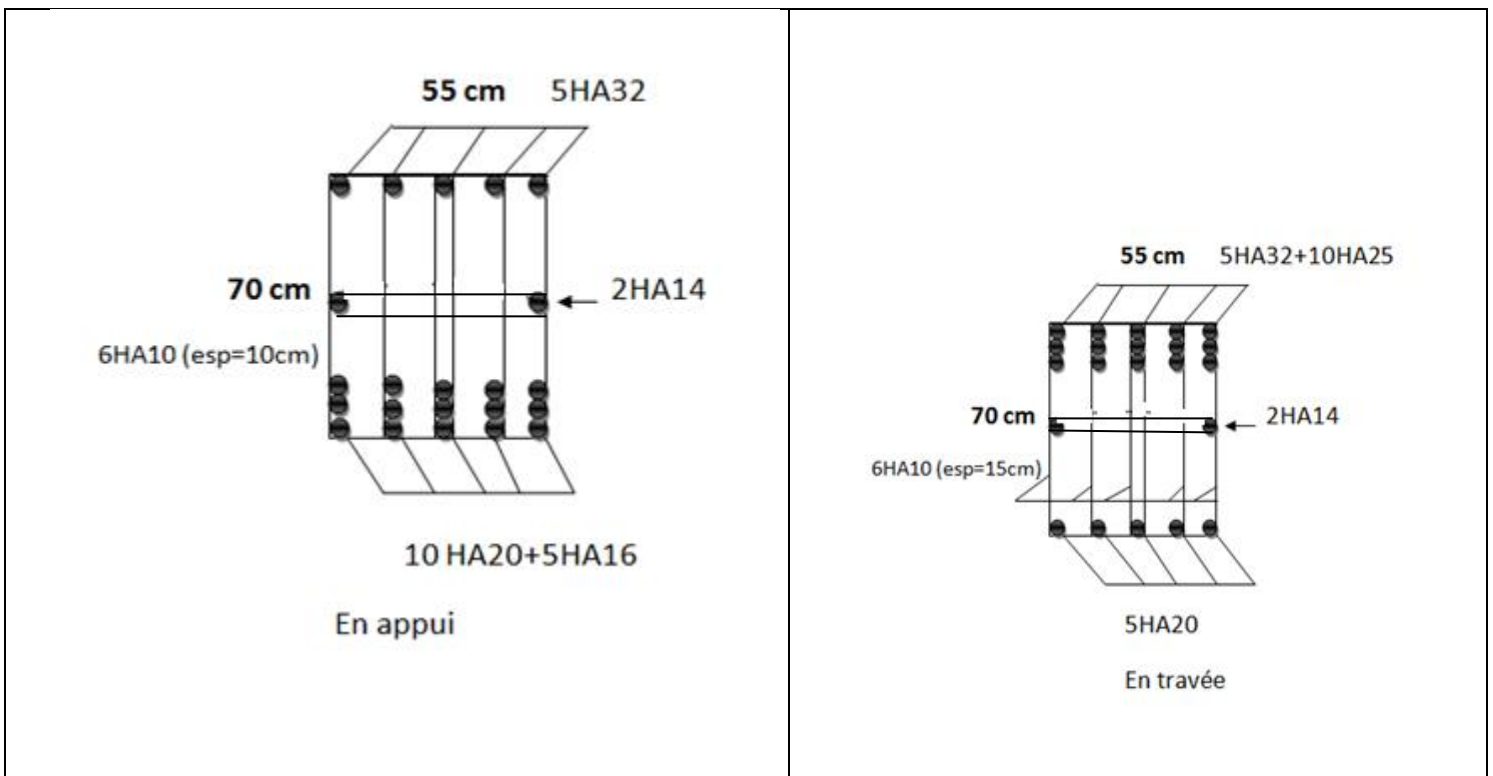
Local		$M_s$ (KN. m)	B ( $10^{-3}$ )	$\alpha$	$A_{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_{adop}$ ( $cm^2$ )	N <sup>bre</sup> barres
x-x	Appui	566.71	6.65	0.39	49.70	64.8	10HA25+5HA20
y-y	Appui	929.78	10.91	0.50	83.21	89.39	5HA32+10HA25

Tableau VI.12.Vérification des contraintes dans les nervures après augmentation du ferrailage.

Local		$M_s$ (KN. m)	Y (cm)	I ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Observation	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
X-X	Appui	566.71	15.60	2903343.12	3.04 < 15	vérifier	144.63 < 201.63
Y-Y	Appui	929.78	6.32	5023242.27	1.17 < 15	vérifier	162.92 < 201.6

### VI.6.5. Schéma de ferrailage des nervures

Sens x-x :



Sens y-y:

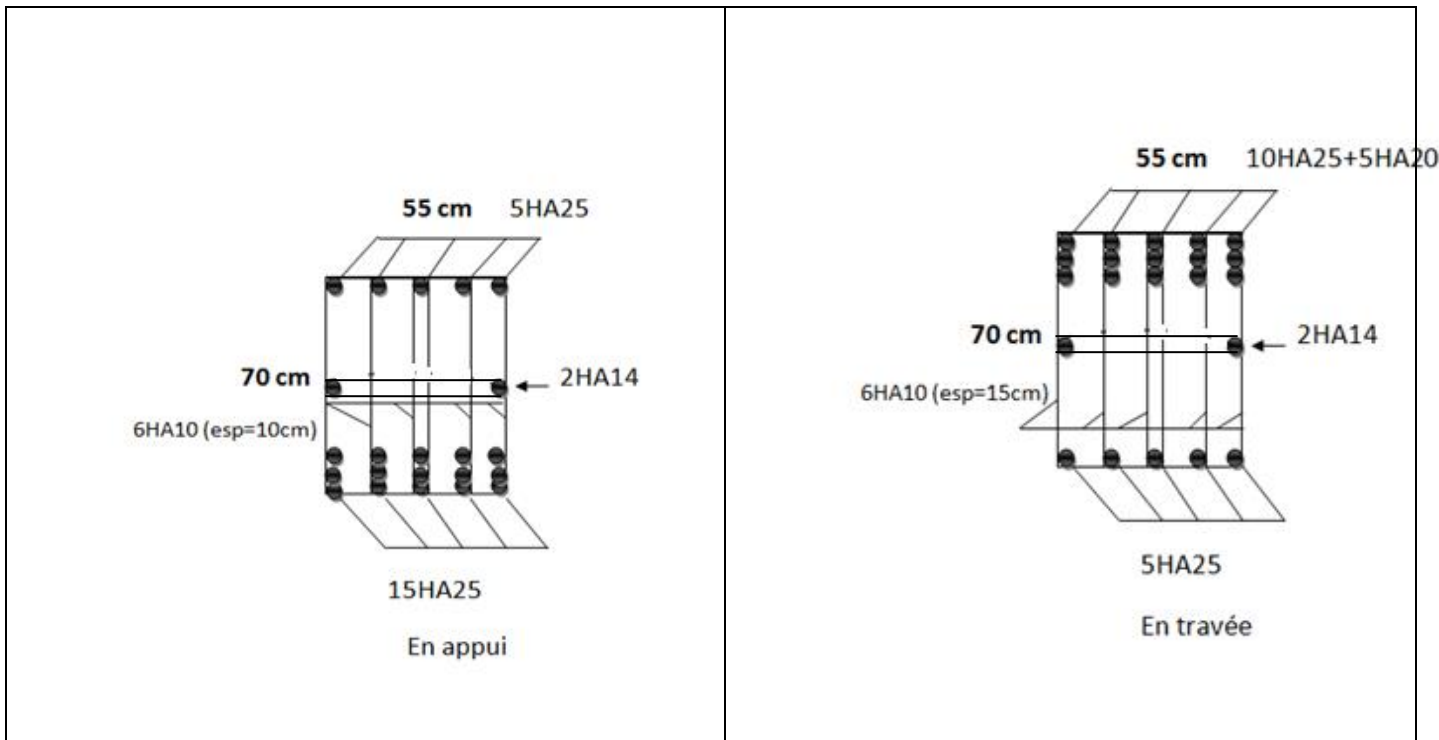


Figure VI.10. Schémas de ferrailage des nervures.

### VI.7. Etude du mur périphérique

Selon le **RPA99v2003 (Art. 10.1.2)** les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences 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.

#### • Dimensions du mur

- La hauteur  $h=4\text{m}$ .
- L'épaisseur  $e=20\text{cm}$ .

#### • Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique  $\gamma_h = 20.1\text{KN/m}^3$
- L'angle de frottement  $\varphi = 24^\circ$
- La cohésion  $C_u = 0\text{bar}$

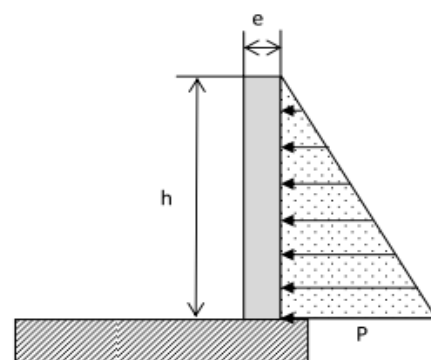


Figure VI.11. Poussée des terres sur le mur périphérique.

### VI.7.1 Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

#### a) La poussée des terres

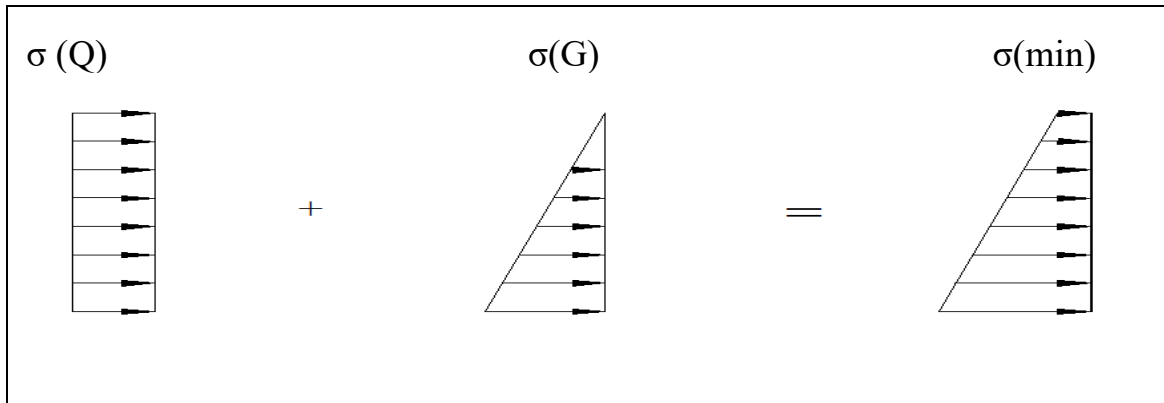


Figure VI.12. Répartitions des contraintes sur le mur.

$$G = h \times \gamma \times \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 4 \times 20.1 \times \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{24}{2} \right) = 33.90 \text{ KN/m}^2$$

#### b) Surcharge

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 4.21 \text{ KN/m}^2$$

### VI.7.2. Calcul des sollicitations

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargé, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

- Calcul à L'ELU

$$\sigma_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 52.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1,5 \times Q = 6.31 \text{ KN/m}^2$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 52.08 + 6.31}{4} = 40.63 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 40.63 \text{ KN/ ml}$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.66\text{m} \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$$L_y = 4.90\text{m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{2.66}{4.90} = 0,54 > 0,4 \text{ Le panneau fléchit selon les deux sens.}$$

- **Calcul des moments isostatique**

$$\rho = 0,54 \Rightarrow \text{ELU} \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0908 \\ \mu_y = 0,25 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 \quad ; \quad M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 0,0908 \times 40.63 \times 2.66^2 = 26.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,25 \times M_{0x} = 6.52 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 22.18 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 5.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -13.05 \text{ KN.m}$$

### VI.7.3. Ferrailage du mur périphérique

Le ferrailage du mur périphérique se fait pour une bande de 1 ml. Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Avec :  $A_{\text{min}} = 0,1\% \times b \times h$

**Tableau VI.13.** Ferrailage de voile périphérique.

Localisation		M KN. m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> /m l)	$A_{\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
Travée	X-X	22.18	0.069	0.089	0.144	4.50	2	4HA12=4.52	25
	Y-Y	5.54	0.017	0.021	0.148	1.07	2	4HA10=3.14	25
Appui		-13.05	0.040	0.051	0.146	2.56	2	4HA10=3.14	25

### VI.7.4. Vérifications à l'ELU

- **Condition de non fragilité**

$$\rho = 0,54 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e = 1,96 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- **Espacements**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x} : S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \\ \text{Sens y-y} : S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 49,71 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 7,95 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{49,71 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1} = 0,33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{7,95 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1} = 0,051 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

Donc il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement.

### VI.7.5. Vérifications à l'ELS

$$\text{Soit : } \sigma_{\max} = G + Q = 38,11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 4,21 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Donc } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 29,63 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 29,63 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des moments isostatiques**

$$\rho = 0,54 \Rightarrow \text{ELS} \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0948 \\ \mu_y = 0,405 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 0,0948 \times 29,63 \times 2,66^2 = 19,87 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 0,405 \times M_{0x} = 8,047 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des moments corrigés**

$$\begin{cases} M_x = 0,85 M_{0x} = 28,43 \text{KN.m} \\ M_y = 0,75 M_{0y} = 10,16 \text{KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -16,72 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Vérifications des contraintes**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( 0,5 \frac{f_e}{3}; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201,63 \text{MPa} \end{cases}$$

**Tableau VI.14.** Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		$M^{ser}$ KN.m	Y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	St (cm)
Travée	x-x	16.88	3.88	10330.80	6.33<15	Vérifiée	272>201.63	Non Vérifiée
	y-y	6.83	3.31	7645.32	2.95<15	Vérifiée	156.65<201.63	Vérifiée
Appui		-9.93	3.31	7645.32	4.29<15	Vérifiée	227 >201.63	Non Vérifiée

La contrainte de traction dans les aciers n'est pas vérifiée en travée dans le sens x et en appui, donc on doit recalculer les armatures à l'ELS. Les tableaux ci-dessous résument les résultats de calcul des armatures à l'ELS ainsi que leur vérification :

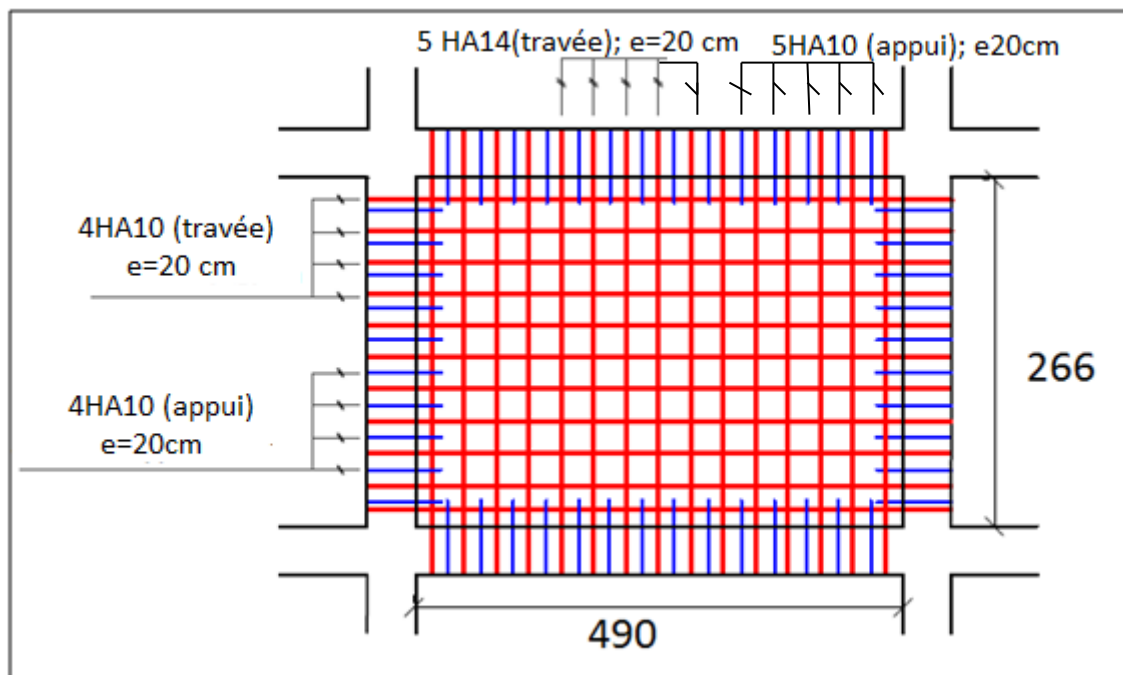
**Tableau VI.15.** Calcul des armatures du mur périphérique à l'ELS.

Localisation		$M^{ser}$ KN.m	B(10 <sup>-3</sup> )	$\alpha$	A cal (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )	Le nombre de barre	St (cm)
Travée	x-x	16.88	3.72	0.294	6.18	<b>7.70</b>	5HA14	<b>20</b>
Appui	x-x	-9.93	2.18	0.225	3.54	<b>3.93</b>	5HA10	<b>20</b>

**Tableau VI.16.** Vérification des contraintes dans le mur après augmentation du ferrailage.

Localisation	A adopté	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	X-X	7.70	Vérifiée	11.77 < 201.63	Vérifiée
Appui	X-X	3.93	Vérifiée	183.46 < 201.63	Vérifiée

### VI.7.6. Schéma de ferrailage du mur périphérique

**Figure VI.13.** Schéma de ferrailage du mur périphérique.

### VI.8 Conclusion

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.



# Conclusion générale

---

## Conclusion générale

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre cout, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, toute en consultant des documents de référence de base pour le calcul en béton armée, ainsi par l'interrogation des documents technique réglementaires algériennes.

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir davantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. Les points important tirés de cette étude sont :

- ❖ La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- ❖ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P-delta).
- ❖ Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Nous avons aussi pris conscience que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en génie civil ne doit pas se baser uniquement sur le calcul théorique mais aussi sur la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir : La résistance ; La durabilité et L'économie.

# Bibliographie

[1] Document technique réglementaire (D.T.R. BC 2.2). Charges permanentes et charges d'exploitation, Edition CGS, Octobre 1988

[2] Règles de Béton Armé Aux États Limites (BAEL 91 modifiées 99), Edition Eyrolles, Troisième édition 2000 ;

[3] RPA-99, 2003. Règles parasismiques Algériennes 1999. Document technique réglementaire DTR-BC 248 - Centre National de Recherche Appliquée en Génie sismique (CGS), Alger, 90p

[4] CD-DTU V2 - Edition 150 - Décembre 2007, « Document : Règles BAEL 91 révisées 99 (DTU P18-702) (mars 1992) » : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**Fascicule 62**, titre 1 du CCTG Travaux section 1 : béton armé) + Amendement A1 (CSTB février 2000 ISBN 2-86891-281-8)

[4] J. PERCHAT et J.ROUX, « Pratique du BAEL », Éditions Eyrolles, Paris, 2002, p488 ;

[5] JEAN-PIÈRE MOUGIN – BERTI Cours de béton armé BAEL.91, « Calcul des éléments simples et des structures de bâtiment ». Edition. EYROLLES – PARIS-1992

[6] JEAN-PIÈRE MOUGIN – BERTI « Béton armé BAEL 91 modifié 99 et DTU associés » Edition. EYROLLES – 2006.

[7] Note de cours, département de génie civil de l'université de Bejaia, Mater 1 et Master 2,- 2020.

**Anexxe1**  
**Tableau des armatures**  
**(en cm<sup>2</sup>).**

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

## Annexe 2

Tableau  $\mu_x$  et  $\mu_y$

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502

<b>0.91</b>	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
<b>0.92</b>	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
<b>0.93</b>	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
<b>0.94</b>	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
<b>0.95</b>	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
<b>0.96</b>	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
<b>0.97</b>	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
<b>0.98</b>	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
<b>0.99</b>	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
<b>1.00</b>	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Réalisation d'un Bloc en R+9 à TICHY centre wilaya de Bejaia

Les échantillons testés présentent des valeurs faibles à élevées variant entre 1.940 et 1.952 pour une moyenne de 1.946 t/m<sup>3</sup>.

b) Densité sèche :

Les échantillons testés présentent des valeurs variant entre 1.457 et 1.471 pour une moyenne de 1.1464 t/m<sup>3</sup>.

c) Analyses chimiques :

Des analyses chimiques ont été effectuées sur les échantillons de sol prélevés, ces résultats indiquent une *agressivité moyenne* du sol, selon les normes NF P 18 011 du 06/92

V- Conclusion et recommandation :

Afin de donner un aperçu sur la qualité du sol et les recommandations à prendre pour le calcul de fondations, nous avons exploité les résultats des essais « in situ » au pénétromètre dynamique lourd, et le sondage réalisé au niveau de l'assiette du projet.

Les essais au pénétromètre dynamique lourd nous ont permis de déterminer la résistance du sol. Les résultats sont homogènes et représentent des résistances faibles à moyennes

D'après l'interprétation des résultats des essais pénétrométriques nous suggérons :

- ❖ Des fondations superficielles ancrées à 5.00 mètres de profondeur par rapport à la côte du terrain actuel.
- ❖ La contrainte admissible du sol à appliquer dans le calcul est de 1.45bar.

NB :

- ❖ Il est conseillé de réaliser les travaux de fondation, notamment, l'ouverture des fouilles en période favorable, afin d'éviter les périodes humides.
- ❖ Les fonds de fouilles devront rester le moins long temps possibles ouverts pour éviter leur altération.
- ❖ Veiller à ce que les fondations d'un même ouvrage projeté seraient assises sur la même formation géologique.
- ❖ Toute poche de remblai et de vase ou de formations altérés rencontrés lors de l'ouverture des fouilles sera purgée et remplacée par un gros béton.

Il appartient finalement au bureau d'étude de déterminer les modalités d'exécution ; de définir les conditions de mise en œuvre et de veiller en général à la stabilité des ouvrages voisins et l'ouvrage à construire.

L'ingénieur chargé de l'étude :

L.DJEMAOUH

Le chef d'antenne



Le présent document est la propriété exclusive de l'ETB TCE & PROMOTION IMMOBILIERE  
MENAA FOUJIL & FRERES