



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 de Bejaia  
Faculté de technologie  
Département de Génie Civil

## *Mémoire de fin d'études*

En vue d'obtention du diplôme master 02 en Génie Civil  
Option : Matériaux et structures

### *Thème :*

*Etude d'un bâtiment en (R+7 + 2 Entre-Sol+Sous-Sol) à usage  
d'habitation et de bureaux contreventé par un système mixte  
(Voiles-portiques)*

**Réalisé par :**

M<sup>lle</sup> DJOUDER Chafika  
M<sup>me</sup> YAHI Aziza

**Encadré par :**

M<sup>me</sup> BERRAH Kamra

**Membre de jury :**

M<sup>me</sup> SEGHIR  
M<sup>me</sup> LAOUBI

**Promotion 2016/2017**

## *Remerciements*

*Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.*

*En second lieu, nous tenons à remercier nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.*

*Nos remerciements vont également notre encadreur M<sup>me</sup> BERRAH Kamra*

*Pour son soutien ses conseils judicieux et à notre maitre de stage Monsieur Alloua Achour de nous avoir permet d'effectuer un stage au niveau de son bureau d'étude et pour ses conseils précieux, pour ses encouragements.*

*Nous remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.*

*On remercie également les personnes qui nous soutiennent et nous encouragent de prêt ou de loin, vous tous, sans vous nommer pour n'oublier personne, merci de votre présence et de vos aides si importantes et de si déférentes natures.*

# Symboles et 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

$L_r$  : Longueur de recouvrement

$l_f$  : Longueur de flambement

$I$  : Rayon de giration

$\Lambda$  : Elancement

$\mu$  : Coefficient de frottement

$\mu_{bu}$  : Moment ultime réduit

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\sigma_{bc}$  : Contrainte du béton à la compression

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier à la traction

$\phi_t$  : Diamètre des armatures transversales

$S_t$  : Espacement des armatures

$\zeta$  : Contrainte tangentielle de cisaillement

$\zeta_{se}$  : Contrainte d'adhérence

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement

$l_s$  : Longueur de scellement

$\xi_{bc}$  : Raccourcissement relatif du béton

$\xi_s$  : Allongement relatif de l'acier tendu

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de béton

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma$  : Poids spécifique déjaugé

$A$  : Coefficient d'accélération de 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.

ELS : Etat limite de service.

ELU: 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).

$S_r$  : surface du radier ( $m^2$ ).

$S_{bat}$  : Surface totale du bâtiment ( $m^2$ ).

$St$  : Espacement des armatures.

$W$  : poids propre de la structure.

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

$W_{gr}$  : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

$Z$  : bras de levier

$f$  : Flèche

$f_e$  : Limite d'élasticité

$h_t$  : hauteur total du radier (m).

$h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$\sigma$  : Contrainte normale.

$\phi$  : Angle de frottement interne du sol (degrés).

$\sigma_{adm}$  : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

$k_c$  : Coefficient de portance.

$q_0$  : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

$\sigma_f$  : Contrainte effective finale (bars).

$\tau_{ultim}$  : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement (MPa).

$\eta$  : Facteur d'amortissement.

$\beta$  : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$h_0$  : épaisseur de la dalle de radier (cm)

$h_t$  : hauteur de la nervure (cm)

Table des matières

Introduction générale .....1

Chapitre I : Généralités

1. Introduction .....2  
2. Présentation du projet.....2  
3. Description structurale .....3  
4. Hypothèse de calcul aux états limites .....4  
5. Caractéristiques des matériaux utilisés .....4  
6. Règlements et normes utilisés .....5

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

1. Introduction .....6  
2. Pré dimensionnement des planchers .....6  
3. Pré dimensionnement des poutres .....9  
4. Pré dimensionnement des voiles .....9  
5. Pré dimensionnement des escaliers.....10  
6. Evaluation des charges et des surcharges .....11  
7. Pré dimensionnement des poteaux.....13  
8. Conclusion .....22

Chapitre III : Calcul Des Eléments Secondaires

1. Introduction .....23  
2. Calcul des planchers .....23  
3. Etude de l'ascenseur .....45  
4. Etude de la poutre de chaînage .....51  
5. Etude de l'acrotère .....53  
6. Etude des escaliers .....58

Chapitre IV : Etude dynamique

1. Introduction.....65  
2. Modélisation .....65  
3. Choix de la méthode de calcul .....65  
4. Présentation de la méthode modale spectrale .....66  
5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003.....72  
6. Conclusion .....77

## Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

1. Introduction.....	78
2. Etude des poteaux .....	78
3. Etude des poutres .....	86
4. Étude des voiles .....	95
5. Conclusion .....	102

## Chapitre VI : l'infrastructure

1. Introduction.....	103
2. Combinaisons de calcul .....	103
3. Reconnaissance du sol .....	103
4. Choix du type de fondation.....	103
5. Ferrailage du radier général .....	108
6. Etude des nervures .....	110
7. Conclusion .....	115

Conclusion générale .....	116
---------------------------	-----

Annexe

Bibliographie

Résumé

## Liste des figures

Figure I.1. La façade principale du bâtiment.....	3
Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux .....	6
Figure II.2. Plan de disposition des poutrelles (RDC).....	7
Figure II.3. Coupe transversale des poutrelles . .....	8
Figure II.4. Coupe transversale d'un voile .....	10
Figure II.5. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées . .....	11
Fig. II.6 Schéma de l'escalier droit à deux volées.....	11
Figure. II .7. Surface afférente de RDC à l'étage 7 .....	15
Figure. II.8. Surface afférente 2 d'entre sol.....	16
Figure. II.9. Surface afférente de RDC à 7.....	18
Figure. II.10. Surface afférente de l'entre sol.....	18
Figure II.11. Surface afférente de sous-sol . .....	18
Figure.III.1. Schéma statique de la poutrelle.....	27
Figure. III.2. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2travées .....	28
Figure. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées .....	29
Figure. III.4. Schéma statique de la poutrelle type 2 (Étages courant).....	29
Figure III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	40
Figure. III.6 .Schéma de ferrailage de la dalle D1.....	44
Figure. III.6 .Schéma de ferrailage de la dalle D2 .....	44
Figure. III.6 .Schéma de ferrailage de la dalle D3 .....	45
Figure. III.7. Schéma statique et concept d'ascenseur . .....	45
Figure. III.8 Coupe transversale d'ascenseur .....	45
Figure. III.9. Schéma représentant la surface d'impact. ....	46
Figure. III.10. Schéma de ferrailage du local machine.....	49
Figure. III.11. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	50
Figure. III.12. Schéma statique de la poutre de chaînage.....	53
Figure. III.13. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage .....	53
Figure.III.14. Modèle de calcul de l'acrotère .....	53
Figure. III.15. Coupe transversale de l'acrotère. ....	53
Figure. III.16. Section de l'acrotère à ferrailer.....	55
Figure. III.17. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	57
Figure. III.18. Schéma statique de l'escalier (partie AB).....	58
Figure. III.19. Section d'escalier à ferrailer . .....	59

# Liste des figures

---

Figure. III.20. Schéma de ferrailage de l'escalier .....	61
Figure. III.21. Schéma statique de la poutre palière .....	61
Figure. III.23. Schéma de ferrailage de la poutre palière .....	64
Figure. IV.1. Spectre de réponse .....	69
Figure .IV.2. Disposition des voiles de contreventement.....	69
Figure.IV.3.Vue en 3D du model obtenu par le logiciel SAP2000 V14 .....	70
Figure. IV.4. Mode 1 (Translation suivant l'axe Y-Y).....	71
Figure. IV.5. Mode 2 (Translation suivant l'axe X-X).....	72
Figure. IV.6 Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z) .....	72
Figure. V.1. Zone nodale.....	79
Figure. V.2.Ancrage des armatures transversales.....	80
Figure. V.3. Section d'un poteau.....	82
Figure. V.3. Schéma de ferrailage des poteaux de S-Sol, 2E, Sol.....	84
Figure. V.4. Schéma de ferrailage des poteaux de RDC, étage 1 .....	84
Figure. V.5. Schéma de ferrailage des poteaux d'étages 2et3 .....	85
Figure. V.6. Schéma de ferrailage des poteaux d'étages 4 et5 .....	85
Figure. V.7. Schéma de ferrailage des poteaux d'étages 6 et 7 .....	85
Figure. V.8. Répartition des moments dans les zones nodales.....	90
Figure. V.9. Schémas de ferrailage des poutres principales pour 2 E. Sol, RDC, étages 4,5,6,7 .....	93
Figure. V.10.Schémas de ferrailage des poutres principales pour étages 1,2,3, terrasse .....	93
Figure. V.11.Schémas de ferrailage des poutres secondaire du plancher 2 E. Sol.....	94
Figure. V.12.Schémas de ferrailage des poutres secondaire du plancher RDC, Etage 1 .....	94
Figure. V.13.Schémas de ferrailage des poutres secondaire du plancher d'étages 3,4,7 .....	94
Figure. V.14.Schémas de ferrailage des poutres secondaire du plancher d'étages 2,5,6 .....	95
Figure. V.15.Schéma de ferrailage du Voile Vy1 au niveau S-Sol .....	95
Figure.VI.1. Semelle filante .....	104
Figure. VI.2. Schéma de ferrailage du radier .....	110
Figure. VI.3. Schéma des lignes de rupture du radier .....	110
Figure. VI.4. Schéma statique de la nervure selon X-X.....	111
Figure .VI.5 .Schéma statique de la nervure selon Y-Y .....	112
Figure.VI.6. Schéma des nervures.....	113
Figure. VI.7. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x .....	114
Figure .VI.8. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y .....	115

## Liste des tableaux

Tableau II.1. Dimensionnement d'escalier (volée) .....	11
Tableau.II.2. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux .....	11
Tableau.II.3. Évaluation des charges revenant au plancher en dalle pleine. ....	12
Tableau II.4. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.....	12
Tableau II.5. Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine.....	12
Tableau II.6. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine .....	13
Tableau II.7 Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux.....	13
Tableau. II.8. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propre .....	14
Tableau. II.9. Résultats de la descente de charge du poteau (P.D3).....	15
Tableau. II.10. Résultats de la descente de charge du poteau (P. B3).....	17
Tableau. II.11. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux .....	19
Tableau. II.12. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.....	21
Tableau. II.13. Dimensions des poteaux .....	22
Tableau. III.1. Types de poutrelles.....	26
Tableau. III.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles .....	27
Tableau. III.3. Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions ...	27
Tableau. III.4. Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions ...	29
Tableau III.5. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de 2 l'entre sol. ....	31
Tableau. III.6. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du RDC et étage courant.....	31
Tableau. III.7. Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.....	31
Tableau III.8. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux .....	37
Tableau III.9. Vérifications nécessaires à l'ELU .....	37
Tableau .III.10. Vérification des contraintes à l'ELS.....	38
Tableau .III.11. Vérifications de la flèche à l'ELS.....	38
Tableau .III.12. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux .....	39
Tableau .III.13.Les données de la dalle pleine .....	40
Tableau .III.14. Sollicitations maximales dans les dalles pleines.....	43
Tableau .III.15. Vérification de l'effort tranchant. ....	43
Tableau III.16. Calcul du ferrailage à l'ELU .....	43
Tableau III.17. Vérifications des contraintes à l'ELS .....	43
Tableau III.18. Ferrailage de la dalle D'ascenseur.....	47
Tableau III.19. Vérifications des contraintes à l'ELS .....	48
Tableau III.20. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	49

## Liste des Tableaux

---

Tableau .III.21. Vérification des contraintes .....	49
Tableau .III.22. Moments et ferrailages correspondant.....	51
Tableau .III.23. Vérification des contraintes .....	52
Tableau .III.24. Vérification de la flèche .....	52
Tableau .III.25. Combinaisons d'action de l'acrotère .....	54
Tableau .III.26. Sollicitations dans l'escalier .....	58
Tableau .III.27. Ferrailage de l'escalier .....	58
Tableau .III.28. Vérification des contraintes à l'ELS.....	59
Tableau .III.29 . Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S).....	62
Tableau.III.30. Vérification des contraintes à l'ELS .....	64
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités .....	67
Tableau. IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure .....	70
Tableau. VI.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales .....	73
Tableau. IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales .....	73
Tableau. IV.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base .....	74
Tableau. IV.6. Vérifications des déplacements de niveaux.....	74
Tableau. IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	75
Tableau. IV.8. Vérification de l'effort normal réduit.....	76
Tableau IV.9. Les poteaux seront ferrillés selon les dimensions suivantes.....	76
Tableau IV.10. Dimensions finales des éléments structuraux .....	77
Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux .....	79
Tableau V.2. Sollicitations dans les différents poteaux.....	80
Tableau V.3 Ferrailage longitudinal des poteaux.....	81
Tableau V.4. Ferrailage transversales des poteaux .....	81
Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux .....	82
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton .....	82
Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement .....	83
Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale .....	83
Tableau V.9. Ferrailage des poutres principales (35×40) cm <sup>2</sup> .....	87
Tableau V.10. Ferrailage des poutres secondaires (30×35) cm <sup>2</sup> .....	87
Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles .....	89
Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement .....	89
Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	90
Tableau V.14. Moments résistants dans les poteaux.....	91
Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres principales .....	91
Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres secondaires .....	92

## Liste des Tableaux

---

Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon la sens principale .....	92
Tableau V.18 .Vérification des zones nodales selon le sens secondaire .....	92
Tableau V.19. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y3}$ // à Y-Y .....	96
Tableau V.20. Sollicitations et ferrailage du voile $V_{x1}$ dans tous les niveaux.....	99
Tableau V.21. Sollicitations et ferrailage du voile $V_{y1}$ dans tous les niveaux .....	99
Tableau V.22. Sollicitations et ferrailage du voile $V_{y2}$ dans tous les niveaux .....	100
Tableau V.23. Sollicitations et ferrailage du voile $V_{y3}$ dans tous les niveaux .....	101
Tableau VI.1. Section d'armateur du radier .....	107
Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS .....	108
Tableau VI.3. Section d'armateur du radier à l'ELS.....	108
Tableau VI.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens .....	111
Tableau VI.5. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens .....	111
Tableau VI.6. Résultats de ferrailage des nervures .....	112
Tableau VI.7. Vérification des contraintes à l'ELS.....	113
Tableau VI.8. Ferrailage des nervures à l'ELS .....	114

# INTRODUCTION

### Introduction générale

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la Construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Donc la construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la Stabilité et la durabilité de bâtiment, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques Spécifiques pour chaque zone sismique. Tout ça fait par l'étude sur le comportement des matériaux et la conception parasismique dynamique.

A cet effet l'ingénieur est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91modifié99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Notre projet a pour objectif de faire une étude totale d'un bâtiment(R+7+2E-Sol+Sous-Sol), il regroupe d'un parking intégré avec un service(bureaux) et des logements d'habitation. Contreventé par un système mixte (portiques + voiles).

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

- Le premier chapitre présente les généralités.
- Le deuxième chapitre concerne le pré dimensionnement des éléments composant notre structure
- Dans le troisième chapitre, nous présenterons un détail sur le calcul des éléments secondaire.
- Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisé par le logiciel SAP2000 V14.
- Dans le chapitre cinq, nous allons étudier les éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par le logiciel SAP2000V14.
- Et enfin, le dernier chapitre est consacré pour l'étude de l'infrastructure qui se base sur une étude géotechnique approprié, suivi d'une conclusion générale.

# CHAPITRE I

## Chapitre I : Généralités

### 1.Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

### 2. Présentation du projet

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude, est un immeuble en RDC+7 +2 E- sol +1Sous-Sol, du premier faisant partie d'une promotion immobilière (194 logement avec service et parking) cette structure est destinée à l'usage multiple (habitation et bureau), est classé d'après les règles parasismiques algérienne « RPA99 » dans le groupe d'usage IIa, Ayant une grande importance.

L'ouvrage se situe à AMAADAN OUADA à Oued Ghir sur un terrain légèrement pente, qu'est représentée, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification RPA2003), en zone IIa (zone moyenne sismicité).

#### 2.1. Situation générale du site

Le terrain est destiné pour la construction d'une promotion immobilière au lieu-dit AMAADAN OUADA à OUED GHIR, il situé sur un versant Présent une faible pente, il est limité au nord par une route, à l'Ouest par un thalweg, à l'est et au sud par des terrains vagues.

#### 2.2. Caractéristiques de l'ouvrage

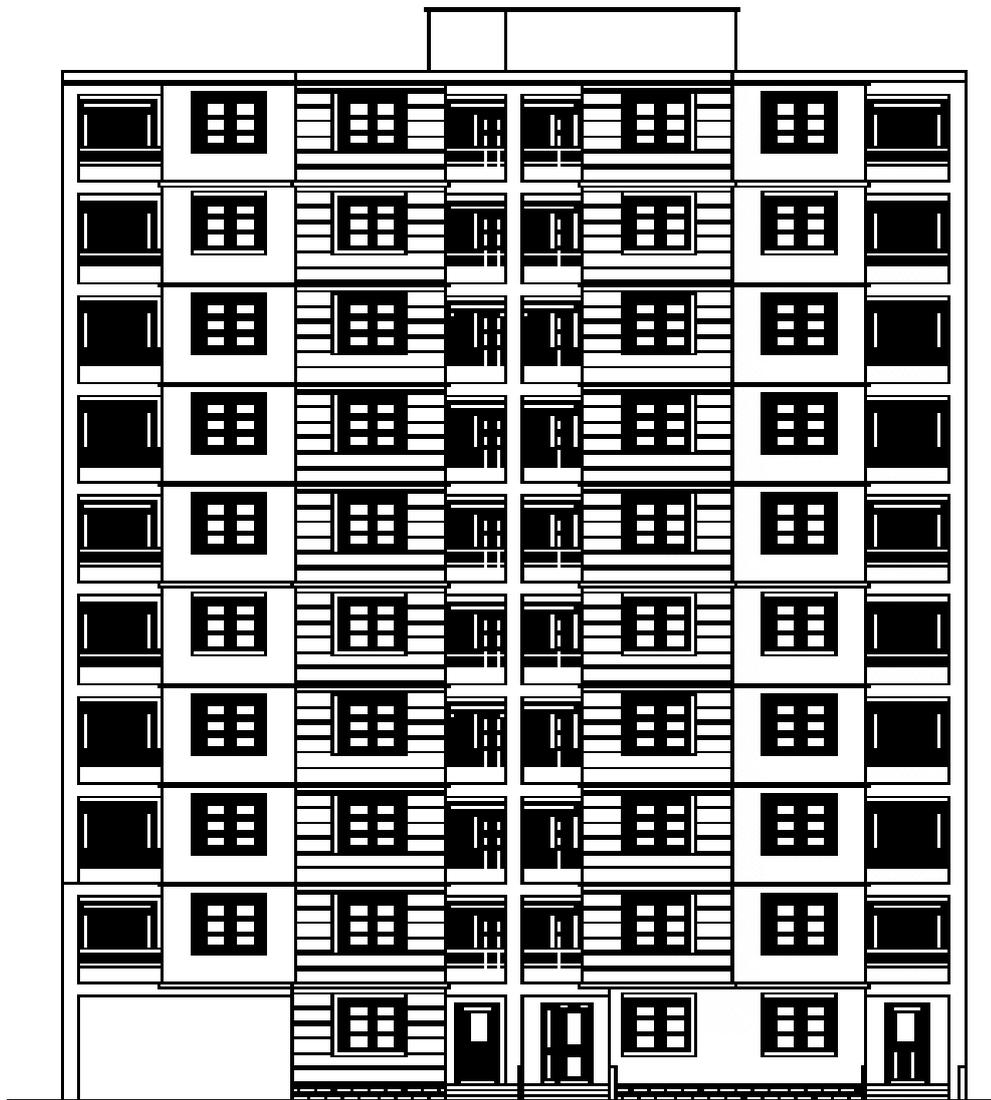
##### 2.2.1. Description architecturale

Les caractéristiques de la structure sont

- ✓ La longueur du bâtiment :21,8m
- ✓ La larguer du bâtiment : 20,6 m
- ✓ Hauteur totale du bâtiment (acrotère non compris) : 33.11 m
- ✓ Hauteur du RDC : 2.97 m
- ✓ Hauteur du sous-sol : 3.41 m
- ✓ Hauteur d'étage courant : 2.97 m
- ✓ Hauteur 2 d'entre sol :2.97 m

##### 2.2.2. Données du site

- ✓ Le bâtiment est implanté dans la zone classée selon le RPA99 /version 2003 comme une zone de sismicité moyenne (zone IIa).
- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2
- ✓ Le sol est considéré comme meuble(S3).
- ✓ Contrainte admissible du sol=1.60



**FigureI.1.** La façade principale du bâtiment

### **3. Description structurale**

#### **3.1. L'ossature**

Etant donné que la hauteur de notre bâtiment dépasse 14 mètres et d'après le RPA99/Version 2003, le contreventement ne peut pas être assuré uniquement par des portiques auto stables, il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte voile-portiques.

#### **3.2. Les planchers**

Constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissants dans son plan aux éléments de contreventement

#### **3.3. Les escaliers**

Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre ouvrage comporte un seul type d'escalier.

### 3.4. L'acrotère

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

### 3.4 Les maçonneries

- Les murs extérieurs seront réalisés en brique creuses à doubles cloisons de (10+15) Séparées par une âme d'air de 5cm.
- Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm

### 3.5. Balcons

Dans notre bâtiment, les balcons sont réalisés en dalle pleine.

### 3.6. Ascenseurs

L'importance de l'ouvrage impose des moyens de déplacement rapides et confortables au même temps, d'où la nécessité d'avoir des ascenseurs, notre ouvrage comporte un seul ascenseur

## 4. Hypothèses de calcul aux états limites

### 4.1. Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).

- les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- le diagramme contrainte déformation ( $\sigma; \varepsilon$ ) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

### 4.2. Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).

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

## 5. Caractéristiques des matériaux utilisés

### 5.1. Béton

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés.

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

Donc,

- ✓ Résistance à la compression à l'âge de 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
- ✓  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ .
- ✓  $E_{vj} = 10721,40 \text{ MPa}$ .
- ✓  $E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$ .
- ✓  $\gamma_b = 1.50$  coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.
- ✓  $\gamma_b = 1.15$  coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentel.

### 5.2. Acier

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

- ✓ Fe E40 = 400 MPa.
- ✓  $\gamma_s = 1.15$  (situations courantes).
- ✓  $\gamma_s = 1.00$  (situations accidentel).

## 6. Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- ✓ DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003 ;
- ✓ DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93 ;
- ✓ DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation ;
- ✓ DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles ;
- ✓ Béton aux états limites BAEL 91/Version99.

# CHAPITRE II

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

### 1.Introduction :

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments résistants de notre structure pour reprendre les efforts sollicitant nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99(version 2003), BAEL91, CBA93...).

Les éléments structuraux ou les éléments porteurs sont les éléments qui assurent le contreventement de la structure, ces différents éléments sont les suivants : les planchers ; les poutres ; les voiles ; d'escaliers ; les poteaux.

### 2. Pré dimensionnement des planchers

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

Pour notre bâtiment, on utilise deux types de planchers :

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

#### 2.1. Plancher à corps creux

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

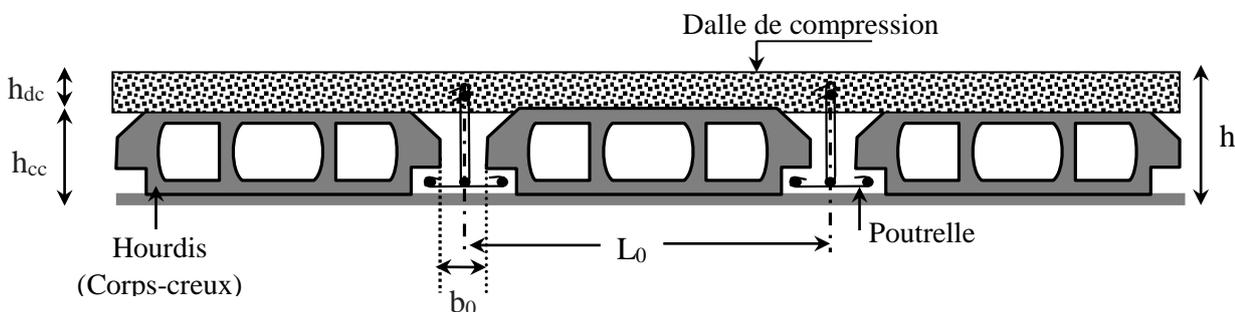


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec

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

D'après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4) :

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

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

$$L_{max} = 4,6 - 0,3 = 4,3 \text{ m}$$

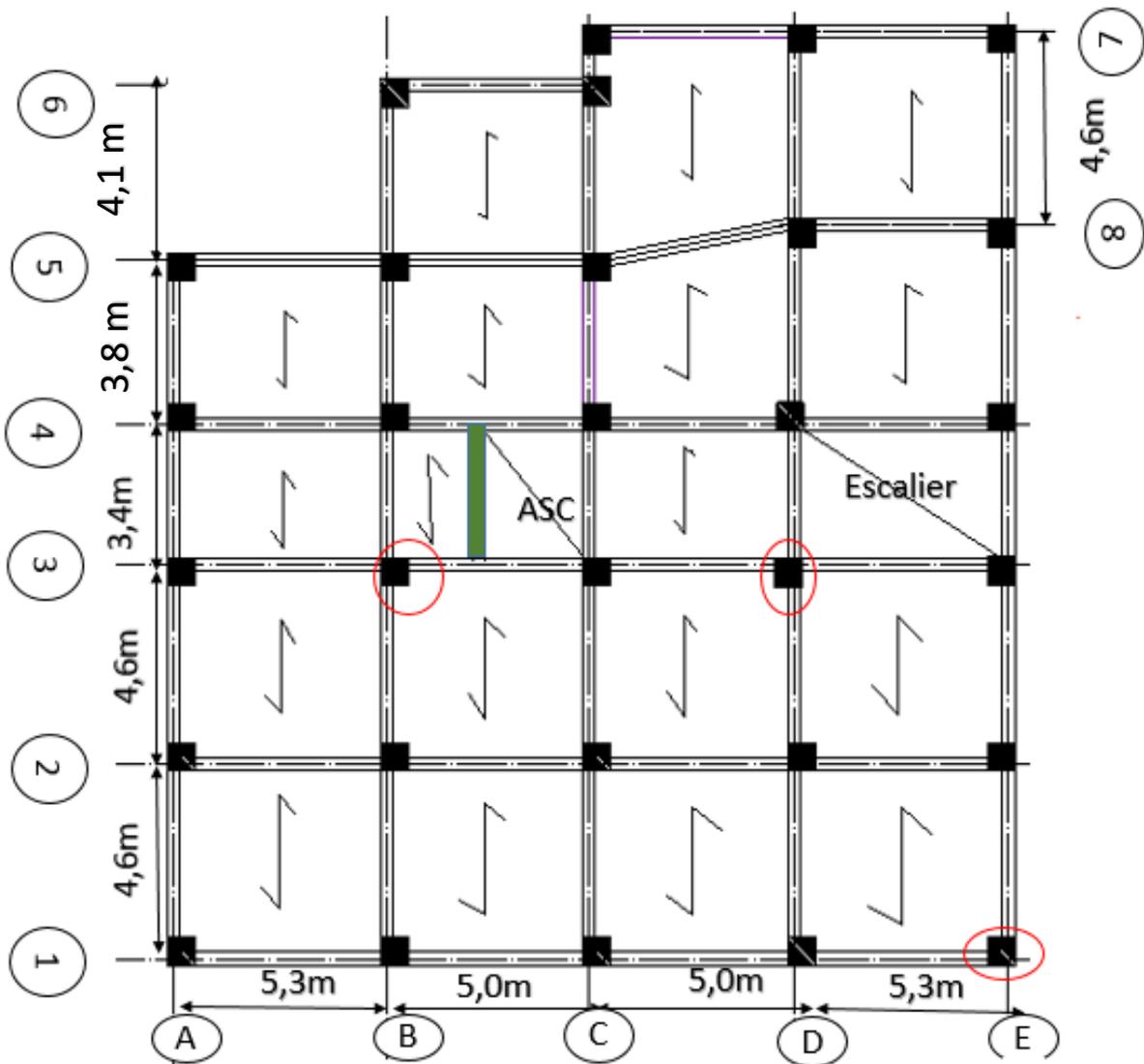
$$\Rightarrow h \geq \frac{430}{22,5} \Rightarrow h \geq 19,11 \text{ cm}$$

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

### 2.1.1. Déposition des poutrelles

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

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



**Figure II.2.** Plan de disposition des poutrelles (RDC).

**Clés :**

           : Poutre de chaînage

P. E1 : Poteau de rive.

P. B3 : Poteau central.

P. D3 : Poteau de la cage d’escalier.

**2.1.2. Pré dimensionnement des poutrelles**

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

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

h<sub>0</sub> : Hauteur de la dalle de compression

b<sub>0</sub> : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

b : Largeur efficace

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

Avec

L<sub>x</sub> : Distance entre nus de deux poutrelles.

L<sub>y</sub><sup>min</sup> : Longueur minimale entre nus d’appuis

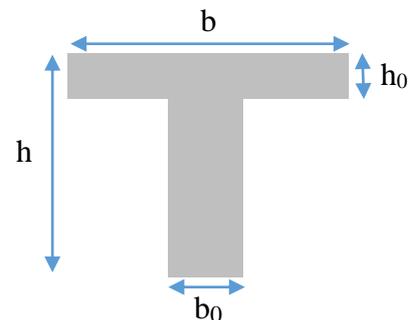
dans le sens de la disposition des poutrelles.

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} ; L_y^{min} = 130 - 30 = 100 \text{ cm}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 10 \text{ cm}) \rightarrow \text{Ce qui donne } b = 20 \text{ cm}$$



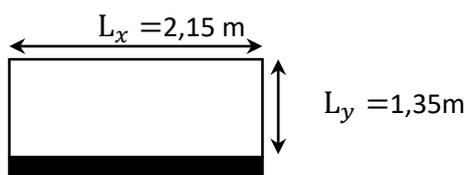
**Figure II.3.** Coupe transversale des poutrelles

**2.2. Plancher à dalle pleine**

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

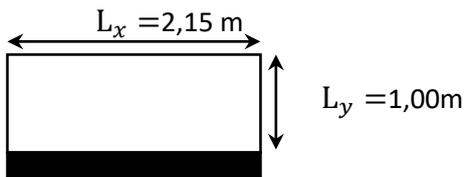
**1.2.1. Types de dalles pleines (Annexe 5)**

➤ **Dalle (D1) sur un seul appui**



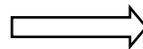
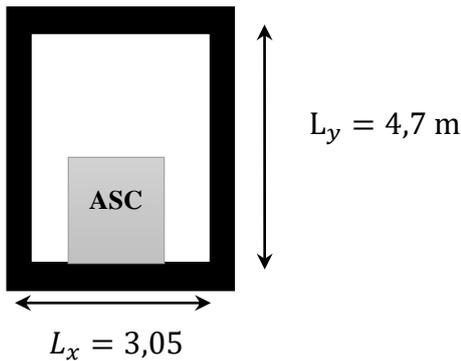
$$\begin{cases} e \geq L_x/20 = 6,75 \text{ cm} \\ e = 7 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Dalle (D2) sur un seul appui**



$$\begin{cases} e \geq L_x/20 = 5 \text{ cm} \\ e = 7 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Dalle (D2) sur quatre appuis**



$$\begin{cases} \rho = L_x/L_y = 0,64 > 0,4 \\ L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \\ e = 7 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Critère de résistance au feu**

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

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. Donc, on opte pour les dalles pleines (balcons) l'épaisseur **e=12cm**.

Par contre pour la dalle sur quatre (dalle de l'ascenseur), on opte pour une épaisseur de **15 cm** à cause du chargement important de l'ascenseur.

**3. Pré dimensionnement des poutres**

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

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

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

**3.1. Poutres Principales (PP)**

$L_{max} = 5,3 - 0,45 = 4,85 \text{ m}$  (Pour des poteaux de  $(45*45) \text{ cm}^2$ )

Donc  $32,33 \text{ cm} \leq h \leq 48,5 \text{ cm}$

On prend  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 35 \text{ cm}$

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

$$\begin{cases} h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1,14 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

**3.2. Poutres Secondaires (PS)**

$$L_{max} = 4.6 - 0,45 = 4,15 \text{ m}$$

$$27,66 \text{ cm} \leq h \leq 41,5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } h = 35\text{cm} \text{ et } b = 30 \text{ cm}$$

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

$$\begin{cases} h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1,16 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

**4. Pré dimensionnement des voiles**

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

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

Avec :

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

Dans notre cas, nous avons :

➤ **Sous-sol**

$$h_e = 341 - 20 = 321 \text{ cm}$$

$$\text{Ce qui donne } e = 16,05 \text{ cm}$$

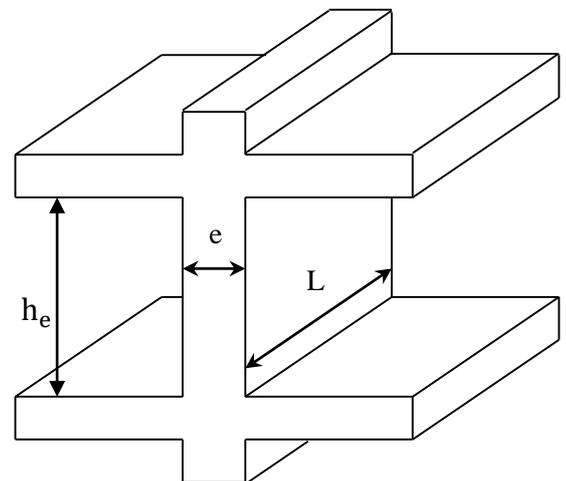
➤ **Entresol, RDC et autres niveaux**

$$h_e = 297 - 20 = 277 \text{ cm}$$

$$\text{Ce qui donne } e = 13,85 \text{ cm}$$

Au final on prend

$$e = \begin{cases} 20 \text{ cm} & \text{pour sous sol} \\ 18\text{cm} & \text{pour le reste des étages} \end{cases}$$



**Figure II.4.** Coupe transversale d'un voile

**5. Pré dimensionnement des escaliers**

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

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

**5.1. Escalier droit à deux volées (de l'entresol au 7<sup>ème</sup> étage)**

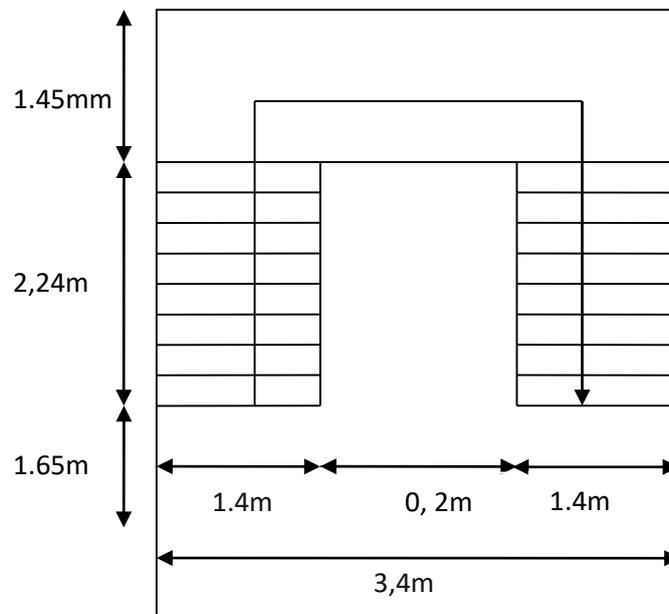


Figure II.5. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées

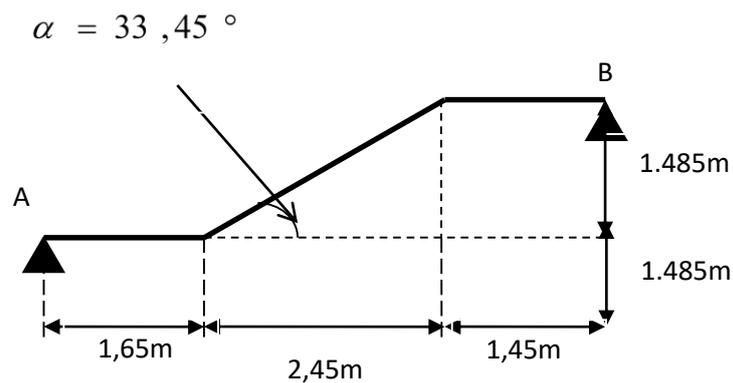


Figure II.6. Schéma de l'escalier droit à deux volées

H : la hauteur du palier ;

$L_0$  : longueur projetée de la volée ;

$L_v$  : longueur de la volée ;

$L_p$  : longueur du palier de repos ;

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

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

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

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

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

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

On fixant la hauteur des contres marches  $h$  à 1 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant :  $n = 148/16,5 = 9$  contres marches

⇒ le nombre de marche est  $(n - 1) = 8$  marches

$$g = \frac{L_0}{n - 1} = \frac{224}{8} = 28 \text{ cm}$$

Ce qui donne d'après la formule (1) un giron  $g = 28$  cm, donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

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

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{H}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{1,485}{2,24} \right) = 33,45^\circ$$

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

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} & \Leftrightarrow 12,23 \text{ cm} \leq e \leq 18,45 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} & \dots \dots \dots \text{ pour 2 heures de coupe feu} \end{cases}$$

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

Soit  $e = 15$  cm

**Tableau II.1.** Dimensionnement d'escalier (volée)

H (m)	h (cm)	N	g (cm)	$L_0$ (m)	L (m)	$\alpha$	E (cm)
1,485	16,5	9	28	2,24	3,69	33,45°	15

## 6. Evaluation des charges et des surcharges

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

N°	Couches	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	0,16+0,04	2,85
5	Cloisons	/	/	1
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				<b>5,28</b>
Q étages courant				<b>1,5</b>
Q étage du bureaux				<b>2,5</b>

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

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	dalle pleine	25	0,15	3,75

2	Carrelage	22	0,02	0,44
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	14	0,02	0,28
Charge permanent G				<b>5,23</b>
charge d'exploitation Q				<b>2,5</b>

**Tableau II.4.** Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs

N°	Couches	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
2	Brique creuses	/	0,15	1,3
	Lame d'aire	/	0,05	/
3	Brique creuses	/	0,10	0,9
4	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				<b>2,74</b>

**Tableau II.5.** Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Volée
1	dalle pleine	25	0,15/cos( $\alpha$ )	4,45
2	Carrelage	Horizontal	0,02	0,4
		Vertical	0,02h/g	0,23
3	Mortier de pose	Horizontal	0,02	0,4
		Vertical	0,02h/g	0,23
4	Enduit de ciment	18	0,015/cos( $\alpha$ )	0,32
5	poids des marches	22	h/2	1,87
6	Garde de corps	/	/	0,6
Charge permanent G <sub>vi</sub> (KN/m <sup>2</sup> )				<b>8,5</b>

**Tableau II.6.** Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	dalle pleine	25	0,15	3,75
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				<b>5,18</b>
charge d'exploitation Q				<b>2,5</b>

**Tableau II.7.** Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Etanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	Corps creux	/	0,16+0,04	2,85
5	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				<b>6,25</b>
charge d'exploitation Q				<b>1</b>

**Tableau II.8.** Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	dalle pleine	25	0,12	3
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				<b>4.43</b>
charge d'exploitation Q				<b>3,5</b>

## 7. Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

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

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

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

- P. D3 : poteau de la cage d'escalier.
- P. B3 : poteau central.
- P. E1 : poteau de rive.

On va éliminer le poteau P. E1 puisque sa surface afférente est négligeable devant P. B3 et P. D3, de plus, le plancher qui l'entoure est du corps creux.

Pour avoir le cas le plus défavorable, on va considérer des poteaux (45×45) cm<sup>2</sup> pour le calcul des surfaces afférentes, et des poteaux de dimensions préliminaires définies ci-après pour le calcul des poids propres de ces derniers.

**Tableau II.9.** Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propre

Niveau	Dimensions (b × h) cm <sup>2</sup>	Poids propre g (KN) <b>g = h b H<sub>e</sub> γ<sub>c</sub></b>
Sous-sol	60 × 65	33,247
Entre sol 2		28,957
Entre sol 1, RCD et Etages 1	60 × 55	24,502
Etages 2 à 4	55 × 50	20,418
Etages 5 à 7	50 × 45	16,706

**Avec :**

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

$H_e$  : hauteur du poteau  $\begin{cases} H_e = 3,41 \text{ m} & \text{pour sous sol} \\ H_e = 2,97 \text{ m} & \text{pour le reste des étages , entre sol 1et2, RCD} \end{cases}$

**7.1. Pré dimensionnement du Poteau (P. D3)**

**7.1.1. Surfaces afférentes**

➤ **De RCD à l'étage 7**

$$\begin{cases} S1 = 5,025 \text{ m}^2 \\ S2 = 5,37 \text{ m}^2 \\ S3 = 3,64 \text{ m}^2 \\ S4 = 3,87 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$G_{pp} = \gamma_c * h_{pp} * b_{pp} * L_{pp}$$

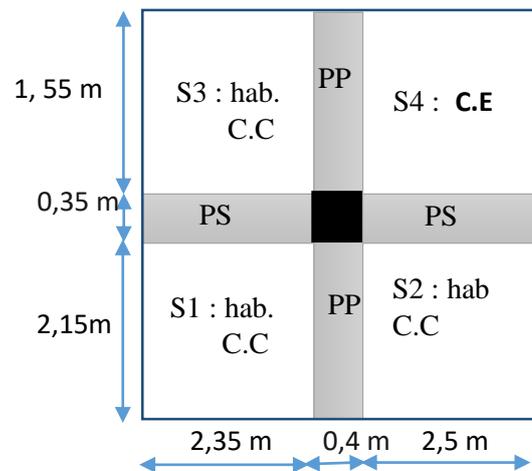
$$\begin{cases} L_{pp} = 3,7 \text{ m} \\ L_{ps} = 4,85 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 * 0,35 * 0,40 * 3,7 = 12,95 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,35 * 4,85 = 12,73 \text{ KN} \end{cases}$$

$$g_{poutres} = 25,68 \text{ KN}$$

$$g_{volée} = G_v * S_4 = 8,5 * 3,87$$

$$g_{volée} = 32,93 \text{ K}$$



**Figure II.7.** Surface afférente de RCD à l'étage 7

➤ D'entre sol 1 et 2

$$\begin{cases} S1 = 5,025\text{m}^2 \\ S2 = 5,37\text{m}^2 \\ S3 = 3,64\text{m}^2 \\ S4 = 3,87\text{m}^2 \end{cases}$$

$$g_{\text{poutres}} = 25,68\text{KN}$$

$$g_{\text{volée}} = 32,93\text{KN}$$

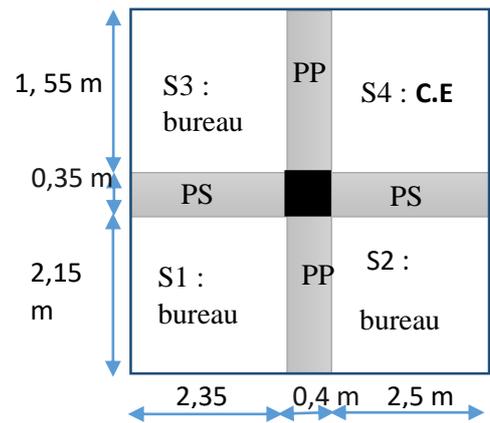


Figure II.8. Surface afférente 2 d'entre sol

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

Sous la 7<sup>ème</sup> étage :  $Q_0$

Sous le 6<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + Q_1$

Sous le 5<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 4<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 3<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 2<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

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

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

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (P. D3) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.10. Résultats de la descente de charge du poteau (P. D3)

Etages	Niveau	Elément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
étage 7	0	plancher	94,54	26,85
		Acrotère	3,73	
		poutres	25,68	
		poteau	16,706	
	<b>SOMME</b>			136,92
étage 6	1	venant de 7	136,92	53,7
		plancher	94,54	
		Escalier	32,93	
		poutres	25,68	
		poteaux	16,706	
<b>SOMME</b>			306,47	53,7
étage 5	2	venant de 6	306,47	77,865
		plancher	94,54	
		Escalier	32,93	

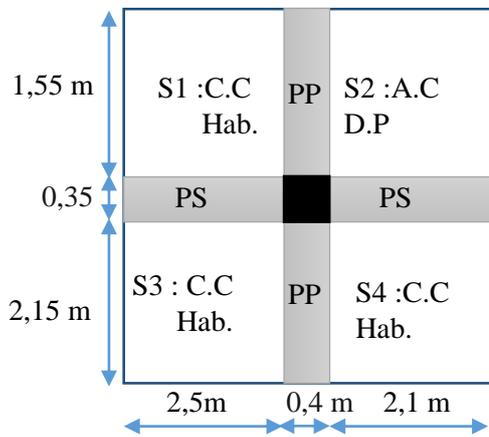
		poutres	25,68	
		poteaux	16,706	
		<b>SOMME</b>	476,32	77,865
étage 4	3	venant de 5	476,32	99,345
		Plancher	94,54	
		Escalier	32,93	
		Poutres	25,68	
		Poteaux	20,418	
		<b>SOMME</b>	649,88	99,345
étage 3	4	venant de 4	649,88	118,14
		plancher	94,54	
		Escalier	32,93	
		poutres	25,68	
		poteaux	20,418	
		<b>SOMME</b>	823,44	118,14
étage 2	5	venant de 3	823,44	134,25
		plancher	94,54	
		Escalier	32,93	
		poutres	25,68	
		poteaux	20,418	
		<b>SOMME</b>	977,00	134,25
étage 1	6	venant de 2	977,00	147,675
		plancher	94,54	
		Escalier	32,93	
		poutres	25,68	
		poteaux	24,502	
		<b>SOMME</b>	1174,65	147,675
RCD	7	venant de 1	1174,65	161,1
		plancher	94,54	
		Escalier	32,93	
		poutres	25,68	
		poteaux	24,502	
		<b>SOMME</b>	1352,30	161,1
Entresol 1	8	venant de RDC	1352,30	174,525
		plancher	44,762	
		Escalier	32,93	
		poutres	25,68	
		poteaux	24,502	
		<b>SOMME</b>	1480,17	174,525
Entresol 2	9	venant de l'entre sol 2	1480,17	187,95
		plancher	44,762	
		Escalier	32,93	
		poutres	25,68	
		poteaux	28,957	
		<b>SOMME</b>	1612,49	187,95
Sous-sol	10	venant de l'entre sol 1	1612,49	
		plancher	44,762	
		Escalier	32,93	
		poutres	25,68	
		poteaux	33,247	
		<b>SOMME</b>	G = 1749,109	Q = 201,375
		<b>ELU</b>	1,35G = 2361,297 KN	1,5Q = 320,062

<b>Effort normal à la base du poteau</b>	$N_u' = 2681,359 \text{ KN}$
--	------------------------------

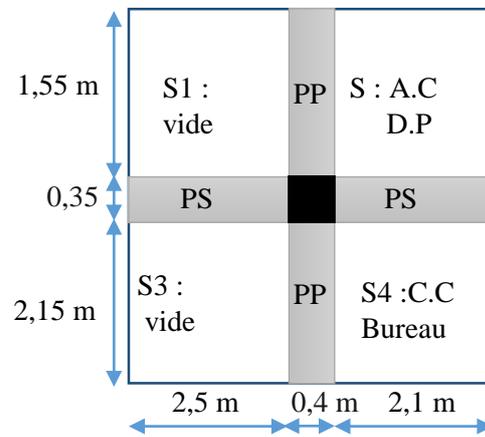
Avec  $N_u' = 1,35 G + 1,5 Q$

**7.2. Pré dimensionnement du Poteau (P. B3)**

**7.2.1. Les surfaces afférentes**



**Figure II.9.** Surface afférente de RDC à 7

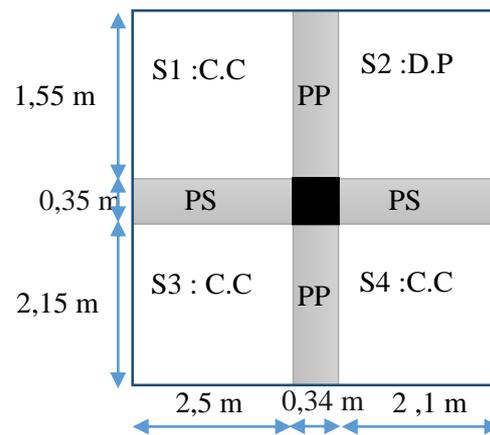


**Figure II.10.** Surface afférente de l'entre sol

$$\begin{cases} S1 = 3,875 \text{ m}^2 \\ S2 = 3,255 \text{ m}^2 \\ S3 = 5,35 \text{ m}^2 \\ S4 = 4,515 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 3,7 \text{ m} \\ L_{ps} = 4,6 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 12,95 \text{ KN} \\ g_{ps} = 16,1 \text{ KN} \end{cases}$$

$\Rightarrow g_{poutres} = 29,05 \text{ KN}$



**Figure II.11.** Surface afférente de sous-sol

Les résultats de la descente de charge concernant le poteau (P. B3) sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau II.11.** Résultats de la descente de charge du poteau (P. B3)

Etage	Niveau	Elément	poids propres G(KN)	surcharges Q(KN)
étage 6	0	Plancher	94,54	25,49
		Acrotère	3,73	
		poutres	29,05	
		poteaux	16,706	
<b>SOMME</b>			140,29	25,59
étage 5	1	venant de 7	140,29	50,98
		plancher	94,54	

		poutres	29,05	
		poteaux	16,706	
		<b>SOMME</b>	<b>280,58</b>	<b>50,98</b>
étage 4	2	venant de 6	280,58	73,92
		plancher	94,54	
		poutres	29,05	
		poteaux	20,418	
		<b>SOMME</b>	<b>424,58</b>	
étage 3	3	venant de 5	424,58	94,31
		plancher	94,54	
		poutres	29,05	
		poteaux	20,418	
		<b>SOMME</b>	<b>568,58</b>	
12étage 2	4	venant de 4	568,58	112,15
		plancher	94,54	
		poutres	29,05	
		poteaux	20,418	
		<b>SOMME</b>	<b>712,58</b>	
étage 1	5	venant de 3	712,58	127,45
		plancher	94,54	
		poutres	29,05	
		poteaux	24,502	
		<b>SOMME</b>	<b>860,67</b>	
RCD	6	venant de 2	860,67	140,19
		plancher	94,54	
		poutres	29,05	
		poteaux	24,502	
		<b>SOMME</b>	<b>1008,76</b>	
Entre sol 1	7	venant de 1	1008,76	152,94
		Plancher	94,54	
		poutres	29,05	
		poteaux	24,502	
		<b>SOMME</b>	<b>1156,85</b>	
Entre sol 2	8	venant de l'entresol	1156,58	165,68
		plancher	94,54	
		poutres	29,05	
		poteaux	28,957	
		<b>SOMME</b>	<b>1309,41</b>	
sous-sol	9	venant de RDC	1309,41	178,23
		plancher	94,54	
		poutres	29,05	
		poteaux	33,247	
		<b>SOMME</b>	<b>1466,24</b>	

	<b>ELU</b>	1,35G = 1979,42 KN	1,5Q = 320,062
	<b>Effort normal à la base du poteau</b>	<b>N<sub>u</sub>' = 2247,078 KN</b>	

**En résumé :**

$$N'_u (P. D3) = 2681,359 \text{ KN}$$

$$N'_u (P. B3) = 2247,078 \text{ KN}$$

Donc, il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau (P. D3) au niveau de la cage d'escalier.

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

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

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort N<sub>u</sub> sera majoré de 10%.

$$N_u = 1,1 N'_u = 1,1 \times 2681,359$$

$$N_u = 2949,4949 \text{ KN.}$$

**7.2.2. Vérifications à faire**

➤ **Vérification à la compression simple**

**Exemple de calcul**

❖ **Vérification du poteau à la base « poteau de l'entre sol 1 (60\*65) cm<sup>2</sup> »**

Le dimensionnement se fait à l'ELU

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

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{2949,4949 \times 10^{-3}}{14,2}$$

$$\Rightarrow B \geq 0,207 \text{ m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

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

Or, pour le poteau à la base :  $B = 0,6 \times 0,65 = 0,39 \text{ m}^2$

Donc  $B = 0,39 \text{ m}^2 \geq 0,207 \text{ m}^2 \dots\dots\dots$  *Condition vérifiée*

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

**Tableau II.12.** Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Etages	Nu (KN)	Comparaison ( $B \geq B^{calc}$ )		Observation
		<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	<b>B<sup>calc</sup> (m<sup>2</sup>)</b>	
7	247,628	0,225	0,017	Vérifiée
6	543,712	0,225	0,038	Vérifiée
5	835,812	0,225	0,058	Vérifiée

4	1128,992	0,275	0,079	Vérifiée
3	1417,739	0,275	0,099	Vérifiée
2	1672,357	0,275	0,117	Vérifiée
1	1988,019	0,33	0,140	Vérifiée
RDC	2273,980	0,33	0,160	Vérifiée
E.Sol1	2486,018	0,33	0,175	Vérifiée
E.Sol2	2704,665	0,39	0,190	Vérifiée
S-Sol	2949,4949	0,39	0,207	Vérifiée

**7.2.3. Vérification au flambement**

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

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

Avec :

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2)cm^2$  : section réduite du poteau.
- $\alpha$  : coefficient réducteur qui en fonction de l’élancement ( $\lambda$ )
- $A_s$ : section d’armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$  : coefficient de sécurité de l’acier.
- $f_e = 400$  MPa

On a

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

$\lambda = l_f / i$

Tel que :

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

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

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

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

**Exemple de calcul**

❖ **Vérification du poteau à la base**

On a :  $L_0 = 3,41 - 0,40 = 3,01 \text{ m} \Rightarrow l_f = 2,107 \text{ m}$

$i = \sqrt{\frac{0,65^2}{12}} = 0,187 \text{ m}$

Ce qui donne :  $\lambda = 2,107/0,187 = 11,2295 < 50$

donc 
$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} = 0,83285$$

Selon le BAEL :

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

On prend  $A_s = 1\% B_r$

D'après la formule (1) :

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

Or dans notre cas,  $B_r = (65 - 2) \times (60 - 2) \times 10^{-4}$

$B_r = 0,3654 \text{ m}^2 > 0,16099 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

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

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

**Tableau II.13.** Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Niveau	Nu (KN)	i (m)	$\lambda$	$\alpha$	(Br $\geq$ Br <sup>calc</sup> )		Observation
					Br.	Br <sup>calc</sup>	
7	247,628	0,14433	12,4644	0,82897	0,2064	0,01358	Vérifiée
6	543,712					0,02981	Vérifiée
5	835,812					0,04589	Vérifiée
4	1128,991	0,15877	11,033085	0,83254	0,2544	0,06164	Vérifiée
3	1417,739					0,07741	Vérifiée
2	1662,357					0,09077	Vérifiée
1	1988,019	0,17320	10,38683	0,83528	0,3074	0,10820	Vérifiée
RCD	2273,980					0,12376	Vérifiée
Es 2	2486,018					0,13530	Vérifiée
Es 1	2704,665	0,18763	9,58801	0,83743	0,3654	0,14682	Vérifiée
S-Sol	2949,4949		11,22954	0,83285	0,3654	0,16099	Vérifiée

**7.2.4. Vérification des conditions du RPA 99 / 2003**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \min(b, h) = 45 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 14,85 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

**8. Conclusion**

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments et que nous avons fait toutes les

vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- Plancher à corps creux (16 + 4) *cm*
- Dalle pleine :  $e = 15 \text{ cm}$  pour la dalle d'ascenseur
- Epaisseur des paillasse  $e = 15 \text{ cm}$
- Epaisseur des Voiles  $\begin{cases} e = 20 \text{ cm} \text{ pour S - Sol} \\ e = 18 \text{ cm} \text{ pour 2E. Sol, RDC, le reste des étages.} \end{cases}$
- Poutres Principales (35×40)  $\text{cm}^2$
- Poutres Secondaires (30×35)  $\text{cm}^2$
- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau II.14.** Dimensions des poteaux

Niveaux	Ss et E.S1	ES2, RDC Étages 1	Étages 2 et 4	Étages 5 et 7
Dimensions	60 × 65	55 × 60	45 × 55	45 × 50

# CHAPITRE III

## Chapitre III : Calcul Des Eléments Secondaires

### 1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques.

Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants toutes en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 version 2003).

On site :

- ✓ Les plancher à corps creux ;
- ✓ La dalle pleine ;
- ✓ Les poutres de chaînage ;
- ✓ L'acrotère ;
- ✓ Les escaliers.

### 2. Calcul des planchers

#### 2.1. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- ✓ Poutrelle ;
- ✓ Dalle de compression

##### 2.1.1. Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe trois méthodes de calcul :

- ✓ Méthode Forfaitaire
- ✓ Méthode de Caquot
- ✓ Méthode de trois moments.

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

##### ❖ Conditions d'application (BAEL. Art.6.2.210)

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

1. Plancher à surcharge modérée  $Q \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$  ;
2. les portées successives doivent satisfaire la condition  $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$  ;
3. La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (F.P.N) ;
4. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ( $I = \text{Constant}$ ).

### Application de la méthode

#### - Moments aux appuis de rive

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à  $-0.15M_0$ .

Tel que  $M_0 = \max(M^1_0, M^n_0)$ , avec n=nombre de travées d'une poutre.

-  $M_0$ : Moment isostatique ( $M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$ )

#### - Moment en appuis intermédiaires

$$M_a = \begin{cases} -0,6M_0: & \text{sur un appui central d'une poutre à 2 travées.} \\ -0,5M_0: & \text{sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives.} \\ -0,4M_0: & \text{sur tous les autres appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec  $M_0$ : Moment isostatique maximal dans la travée

#### - Moments en travées

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes.

$$(1) \dots \dots M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_{0i}$$

$$(2) \dots \dots M_{ti} \geq \begin{cases} [(1,2 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} \dots \text{travée de rive} \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} \dots \text{travée intremédiaire} \end{cases}$$

Avec :

- $\alpha = Q / (G+Q)$  : degré de surcharge , avec  $\alpha$ = degré de surcharge
- $M_g$  : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée ;
- $M_d$  : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

Tel que  $M_0$  : Moment isostatique de la travée considérée.

#### - Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$V = V_0 = ql/2$  Sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives où :

$$V = \begin{cases} 1,15 V_0 \dots \dots \dots \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 1,10 V_0 \dots \dots \dots \text{pour une poutre à plusieurs travées.} \end{cases}$$

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

##### ❖ Condition d'application

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé ( $Q > \min(5\text{KN/m}^2; 2G)$ ).

##### ❖ Principe de la méthode

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

**Application de la méthode**

- **Moment en travée :**

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

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2}(l - x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

- **Moment en appui**

$$M_i = -\frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

- $l'_g, l'_d$  : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.
- $q_g, q_d$  : Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.
- $l' = \begin{cases} 0,8l: & \text{travée intermédiaire.} \\ l: & \text{travée de rive.} \end{cases}$

- **Efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

Avec :

- $M_d$  : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- $M_g$  : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- $l_i$  : Portée de la travée.

**Remarque**

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

➤ **Types de poutrelles**

On distingue six types de poutrelles :

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

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

### Choix de la méthode de calcul des sollicitations

Dans notre projet, on dispose la nature de poutrelles :

Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

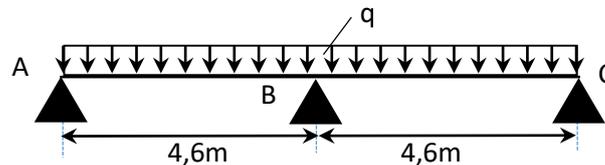
**Tableau III.2.** Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Types 3 et 4	Vérifiées	$\begin{cases} Q^{max} = 5\text{KN}/\leq \min(5\text{KN}/\text{m}^2 ; 2G) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = constant \end{cases}$	Méthode forfaitaire
Types 1 et 2	Non vérifiées	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée

Pour l'étude des poutrelles, on exposera 2 exemples de calcul, le premier sur la méthode forfaitaire (soit le type 3 du plancher bureaux) et le deuxième sera sur la méthode de Caquot minorée (type 2 de l'étage courant).

#### 2.1.2. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 3)

- Schéma statique



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

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

**Tableau III.3.** Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m <sup>2</sup> )		Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
Plancher Bureaux	05,28	2,5	0,65	ELU	$P_u = 1,35G + 1,5Q$ $P_u = 10,87$	$q_u = P_u \times l_0$ $q_u = 7,06$
				ELS	$P_s = G + Q$ $P_s = 7,78$	$q_s = P_s \times l_0$ $q_s = 5,05$

#### ➤ Calcul des sollicitations dans la poutrelle

On va utiliser la méthode forfaitaire pour le calcul des sollicitations puisque ses conditions sont vérifiées.

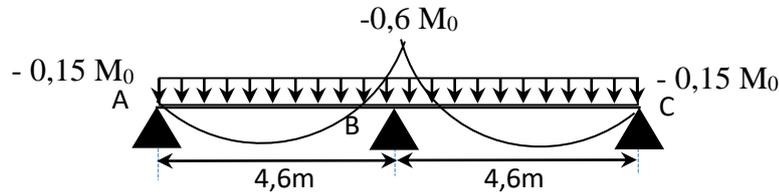
**Remarque :** les deux travées AB et BC sont identiques.

➤ **Calcul des moments**

**Moments isostatiques**

On a  $M_0 = ql^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 18,67 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 13,35 \text{ KN.m} \end{cases}$

**Moments aux appuis**



**Figure III.2.** Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2travées

✓ **Appui intermédiaire**

$M_a^{int} = -0,6 M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_u^{int} = - 11,20 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{int} = -8,01 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **Appuis de rives**

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

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

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

Donc  $\begin{cases} \text{ELU: } M_u^{rive} = - 2,80 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{rive} = - 2,00 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **Moments en travées**

Les moments en travées sont déterminés à partir du maximum entre les deux conditions suivantes :

$M_t + (M_g + M_d)/2 \geq \max((1 + 0,3\alpha); 1,05) M_0 \dots \dots \dots (1)$

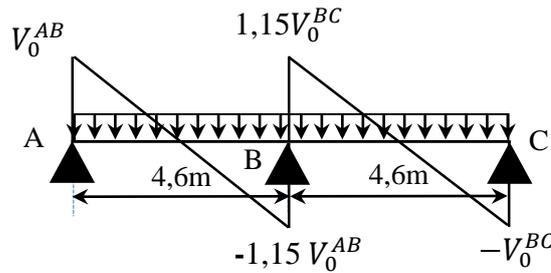
$\begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 \text{ (travée de rive)} \\ M_t \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 \text{ (travée intermédiaire)} \end{cases} \dots \dots \dots (2)$

$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{2,5}{7,78} = 0,32$

$\begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,0964 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,648 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 0,7964 M_0 \dots \dots \dots (1) \\ M_t \geq 0,648 M_0 \dots \dots \dots (2) \end{cases}$

D'où,  $M_t = 0,8458 M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_t^u = 14,86 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^s = 10,62 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Les efforts tranchants**



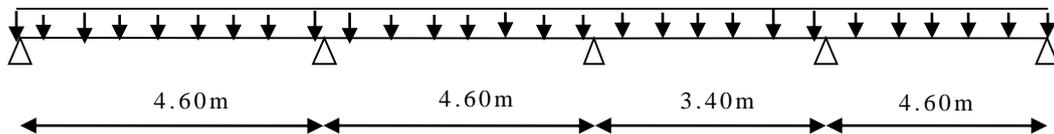
**Figure III.3.** Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées

On a :  $V_0 = ql/2$  : Effort tranchant isostatique.

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = 16,23 \text{ KN} \\ V_B = -18,67 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = 18,67 \text{ KN} \\ V_C = -16,38 \text{ KN} \end{cases}$$

**2.1.3. Calcul des sollicitations dans la poutrelle Type 2**

- Schéma statique



**Figure.III.4.** Schéma statique de la poutrelle type 2 (Étages courant)

- **Combinaisons d'actions et calcul des charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle**

**Tableau III.4.** Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m <sup>2</sup> )		Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
RDC + Étages courants	G = 5,28	Q <sub>1</sub> = 1,5	0,65	ELU	P = 9,37	q = 6,09
				ELS	P = 6,78	q = 4,40

- **Calcul des sollicitations dans la poutrelle**

La méthode que nous allons utiliser est la méthode de Caquot minorée, car :

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,4}{4,6} = 0,739 \notin [0,8 ; 1,25]$$

- **Calcul des moments**

**Moments aux appuis**

$$G' = 2/3G = 3,52 \text{ KN/m}^2$$

$$M_A = M_C = -0,15 M_{0,2} \quad \text{Avec :} \quad M_{0,2} = \begin{cases} \text{ELU: } 12,03 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 8,62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{D'où, } M_A = M_E = \begin{cases} \text{ELU: } -1,80 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } -1,29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_B = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8,5(l'_g + l'_d)} = \begin{cases} \text{ELU: } -\frac{4,55 \times (4,6)^3 + 4,55 \times (3,68)^3}{8,5 \times (4,6 + 3,68)} \\ \text{ELS: } -\frac{3,26 \times (4,6)^3 + 3,26 \times (3,68)^3}{8,5 \times (4,6 + 3,68)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_B = \begin{cases} \text{ELU: } -9,51 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } -6,81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\checkmark M_c = \begin{cases} \text{ELU: } -9,07 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } -6,49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### Moments en travées

#### Travée AB

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{4,6}{2} - \frac{9,51}{6,09 \times 4,6} = 1,96 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) = 15,75 \text{ KN.m} \quad \begin{cases} \text{ELU: } 15,75 \text{ K.m} \\ \text{ELS: } 11,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = M_0(x_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right)$$

$$\text{Donc, } M_t = \begin{cases} \text{ELU: } 11,69 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 8,47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### Travée BC

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{4,6}{2} + \frac{0,44}{6,09 \times 4,6} = 2,31 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) = 16,10 \quad \begin{cases} \text{ELU: } 16,10 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 11,63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \begin{cases} \text{ELU: } 6,81 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 4,98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ✓ les efforts tranchants

$$\text{on a, } V_i = \pm q \times \frac{l}{2} + \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$$\text{Travée AB: } \begin{cases} V_A = \frac{6,09 \times 4,6}{2} - \frac{9,51}{4,6} = 11,94 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{6,09 \times 4,6}{2} - \frac{9,51}{4,6} = -16,07 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC: } \begin{cases} V_B = \frac{6,09 \times 4,6}{2} + \frac{0,44}{4,6} = 14,10 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{6,09 \times 4,6}{2} + \frac{0,44}{4,6} = -13,91 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent :

**Tableau III.5.** Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de 2 l'entre sol.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
T1	-2,19	-11,54	10,85	18,45	-1,55	-8,11	7,85
T2	-2,19	-11,54	10,85	18,45	-1,55	-8,11	7,85
T3	-2,80	-11,20	14,86	18,67	-2,00	-8,01	10,62
T4	-2,22	-8,90	11,80	16,64	-1,59	-6,36	8,44
Max	-2,80	-11,54	14,86	18,67	-2,00	-8,11	10,62

**Tableau III.6.** Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du RDC et étage courant.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
T1	-1,80	-9,51	11,69	16,07	-1,29	-6,81	8,47
T2	-1,80	-9,51	11,69	16,07	-1,29	-6,81	8,47
T3	-2,41	-9,66	12,33	16,10	-1,64	-6,97	8,90
T4	-1,91	-7,67	9,79	14,35	-1,38	5,54	7,07
Max	-2,41	-9,66	12,33	16,10	-1,64	-6,97	8,90

**2.1.3. Ferrailage des poutrelles**

➤ **Ferrailage longitudinal**

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales, pour cela on distingue 2 groupes de ferrailage :

**Tableau III.7.** Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.

NIVEAUX	Sollicitation les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	V (KN)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
Entresol 1et 2	-2,80	-11,54	14,86	18,67	-2,00	-8,11	10,62
RDC+ Etage 1 à 7	-2,41	-9,66	12,33	16,10	-1,64	-6,97	8,90

**Exemple de calcul (entre sol 1)**

➤ **Données**

$$ELU \begin{cases} M_t = 14,86 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -11,54 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -2,80 \text{ KN.m} \\ V = 18,67 \text{ KN} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_t = 10,62 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -8,11 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -2,00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65\text{cm}; b_0 = 10\text{ cm}; h = 20\text{ cm}; h_0 = 4\text{ cm}; f_e = 400\text{ Mpa}; f_{c28c} = 25\text{ Mpa } d=18\text{ cm}$$

➤ **Ferraillage en travée**

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

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{Tu} = 0,0591\text{ MN.m} > M_{tu} = 0,01486\text{ MN.m} \Rightarrow \text{Calcul d'une section rectangulaire (b} \times \text{h)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,01486}{14,2 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,049 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc } A' = 0 \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348\text{ MPa}$$

$$\text{Ce qui donne: } A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,049} \right] = 0,062$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,062) = 0,175\text{m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,01486}{0,175 \times 348} = 2,44 \times 10^{-4}\text{ m}^2 = 2,44\text{cm}^2$$

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

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

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 1,41\text{ cm}^2 < A_t = 2,44\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ferraillage aux appuis**

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

• **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{\text{inter}}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{11,54 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,250 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

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

$$\mu_{bu} = 0,250 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{M_{au}^{\text{inter}}}{z \times f_{st}} \quad \text{avec } \begin{cases} \alpha = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0,366 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,153\text{m} \end{cases}$$

$$f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348\text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_a^{\text{inter}} = 2,16\text{cm}^2$$

• **Appui de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{\text{rive}}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{2,80 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,060 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A' = 0 ; f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,077 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,174 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{2,8 \times 10^{-3}}{0,174 \times 348} = 0,46 \text{ cm}^2$$

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

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

$$A_a^{min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 2,16 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a^{min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,46 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Choix des barres**

**En travée :** .....  $A = 2,44 \text{ cm}^2 \rightarrow$  soit 1HA14+ 2HA8 = 2,55  $\text{cm}^2$

**En appui intermédiaire :** .....  $A = 2,16 \text{ cm}^2 \rightarrow$  soit 1HA14 = 2,26  $\text{cm}^2$

**En appui de rive :** .....  $A = 0,46 \text{ cm}^2 \rightarrow$  soit 1HA8 = 0,5  $\text{cm}^2$

- **Ferraillage transversal**

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

On prend  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

D'où,  $A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

- **Vérifications nécessaires**

**Vérifications à l'ELU**

- ✓ **Vérification de rupture par cisaillement**

$$\tau_u = V_u^{max} / (b_0 \times d)$$

$$\tau_u = 18,67 \times 10^{-3} / (0,1 \times 0,18) = 1,037 \text{ MPa}$$

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

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

- ✓ **Espacement (St)**

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

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

$$2) \quad St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 25,7 \text{ cm}$$

$$3) \quad St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 20,04 \text{ cm}$$

D'où,  $St = 15 \text{ cm}$

✓ **Vérification des armatures longitudinales  $A_l$  vis-à-vis de l'effort tranchant  $V_u$**

**Appui de rive**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 18,67 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow A_l^{min} \geq 0,536 \text{ cm}^2$$

Or  $A_l = 2HA8 + 1HA14 + 1HA10 = 3,34 \text{ cm}^2 > 0,536 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée

**Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left( 16,2 \times 10^{-3} - \frac{7,4 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$A_l = -0,115 < 0 \Rightarrow$  Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

✓ **Vérification de la bielle**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec} \quad a = \min(0,9d ; (40 - 4) \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

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

✓ **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_1^u = 1,21 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

**Vérifications à l'ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification des contraintes ;
- ✓ Vérification de la flèche.

✓ **Vérification des contraintes**

**En travée**

- **Position de l'axe neutre (H)**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -15,5 \text{ cm}^3 < 0$$

$\Rightarrow$  Section en T

Donc :

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

• **Calcul de y et I**

$$\frac{b_0}{2}y^2 + 15.A.y - 15.A.d + (b - b_0)h_0y - (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} = 0 \Leftrightarrow 5y^2 + 258,25y - 1128,5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 298,76 \quad \Rightarrow \quad y = 4,05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 - (b - b_0)\frac{1}{3}(y - h_0)^3$$

$$I = 8882,85 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10,62 \times 10^{-3}}{7664,97 \times 10^{-8}} \times 4,05 \times 10^{-2}$$

Donc  $\begin{cases} \sigma_{bc} = 4,84 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

**En appui intermédiaire**

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -3,736 \text{ cm}^3 < 0$$

$\Rightarrow$  calcul d'une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ )

• **Calcul de y et I**

$$\frac{b_0}{2}y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \quad \Leftrightarrow \quad 5y^2 + 33,9y - 610,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 115,55 \quad \Rightarrow \quad y = 8,16 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{10 \times (7,15)^3}{3} + 15 \times 1,57(18 - 7,15)^2$$

$$I = 5093,51 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8,11 \times 10^{-3}}{5093,51 \times 10^{-8}} \times 8,16 \times 10^{-2}$$

Donc  $\begin{cases} \sigma_{bc} = 12,99 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

✓ **Vérification de la flèche**

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

**Données :**

$$l = 4,6 \text{ m} ; M_{0s} = 13,37 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 10,62 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 0,796 M_{0s}$$

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

1)  $h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \quad \Leftrightarrow \quad h = 20 \text{ cm} > 24,35 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2)  $A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = 1,62 \text{ cm}^2$

3)  $L < 8 \text{ m}$

or  $A = 2,55 \text{ cm}^2 \leq 1,62 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

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

$$\Delta f \leq \bar{f} \quad ; \quad l < 5m \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4,6}{500} = 9,2 \text{ mm}$$

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

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

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

$$\begin{cases} M_{ser}^g = 0,796 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 0,796 \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 0,796 \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 7,22 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 5,26 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 10,62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

avec:  $j = G - G^{revêtement} = 5,28 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,27) = 3,85 \text{ KN.m}$

✓ **Modules de Young instantané et différé**

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

✓ **Coefficients  $\lambda, \mu$**

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

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 3,01 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,20 \end{cases} \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{1,80}{10 \times 18} = 1,41 \%$$

• **Calcul des  $\sigma_{st}$**

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d - y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d - y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d - y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 125,83 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 91,67 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 185,09 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} I = 8882,85 \text{ cm}^4 \\ y = 4,05 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max \left( 0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0,601 \\ \mu_j = \max \left( 0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0,496 \\ \mu_p = \max \left( 0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0,707 \end{cases}$$

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

$$v = 0,0654 \text{ m} \Rightarrow I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0)(v - h_0)^3}{3} + 15A(d - v)^2$$

D'où,  $I_0 = 12006,09 \text{ cm}^4$

• Calcul des moments d’inertie fissurés et des flèches

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 4699,5 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 5295,4 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 4220,01 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 7656,06 \text{ cm}^4 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 5,84 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 1,84 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 3,56 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 2,64 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 4,92 \text{ mm} < \bar{f} = 9,2 \text{ mm} \dots \dots \dots$  la flèche est vérifiée

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l’exemple de calcul précédent (types 4 de l’entresol), les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.8.** Calcul du ferrailage à l’ELU des différents niveaux

Niveaux	Endroit	M (Kn.Cm)	ubu	$\alpha$ $10^{-2}$	Z (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> )
2 Entre sol	Travée	14,86	0,049	6,2	17,5	2,44	1,41	2HA8+1HA14=2,55
	Appui inter	11,54	0,250	3,6	15,3	2,16	0,22	1HA10+ 1HA14=2,33
	Appui de rive	2,8	0,060	7,7	17,4	0,46	0,22	1HA10=0,79
RDC + Etage courants	Travée	12,33	0,041	5,2	17,6	2,1	1,41	2HA8+1HA12=2,14
	Appui Inter	9,66	0,209	2,9	15,8	1,75	0,22	1HA10+1HA12=1,92
	Appui de rive	2,14	0,046	5,8	17,5	0,35	0,22	1HA10=0,79

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

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

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

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

**Tableau III.9.** Vérifications nécessaires à l’ELU

NIVEAUX	ARMATURES LONGITUDINALES $A_l^{min}(\text{cm}^2) \geq$		CISAILLEMEN T ( MPA)	JONCTION DE LA TABLE ( MPA)	BIELLE (KN)
	$V_u \frac{\gamma_s}{f_e}$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$	$\tau_u < \bar{\tau}$	$\tau_1^u \leq \bar{\tau}$	$V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$
2 Entre sol	3,35 > 0,46	5,6 > -0,15	1,037 < 3,33	1,21 < 3,33	18,67 < 108,135

RDC+ Etages courants	2,93 > 0,47	4,85 > -1,255	0,89 < 3,33	1,05 < 3,33	16,10 < 108,135
Observation	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>

**Tableau III.10.** Vérification des contraintes à l'ELS

Niveau x	Endroi t	M <sub>s</sub> (Kn.Cm)	A <sub>s</sub> (Cm <sup>2</sup> )	Y (Cm <sup>2</sup> )	I (Cm <sup>4</sup> )	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$	Observation
Entre sol 2 et 1	Travée	10,62	2,55	4,05	8882,86 5	4,84 < 15	<i>Vérifiée</i>
	Appui	-8,11	1,46	8,16	5093,51	12,99 < 15	<i>Vérifiée</i>
RDC + Etage courant s	Travée	8,9	2,14	3,75	6693,79	5,94 < 15	<i>Vérifiée</i>
	Appui	- 6,97	1,75	7,7	4577,16	11,72 < 15	<i>Vérifiée</i>

**Tableau III.11.** Vérifications de la flèche à l'ELS

Niveaux	2 entre sol	E.S + Étages courants + Terrasse inaccessible
L (m)	4,6	4,6
$q_{j\ ser}$ (KN/m)	2,502	2,525
$q_{g\ ser}$ (KN/m)	3,432	3,432
$q_{p\ ser}$ (KN/m)	7,07	4,40
$M_{j\ ser}$ (KN.m)	5,26	5,07
$M_{g\ ser}$ (KN.m)	7,22	6,95
$M_{p\ ser}$ (KN.m)	10,62	8,9
I (cm <sup>4</sup> )	12006,094	6693,79
I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	8882,85	12656,12
$\lambda_i$	3,01	3,58
$\lambda_v$	1,20	1,43
$\sigma_{st}^j$ (MPa)	91,67	161,9
$\sigma_{st}^g$ (MPa)	125,85	221,9
$\sigma_{st}^p$ (MPa)	185,09	284,2
$\mu_j$	0,496	0,692
$\mu_g$	0,601	0,620
$\mu_p$	0,707	0,750
$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	5295,4	4324,22
$I_{fgi}$ (cm <sup>4</sup> )	46960,1	40451,8

$I_{fpi} (cm^4)$	42220,00	37272,25
$I_{fgv} (cm^4)$	7656,40	7040,93
$f_{ji} (mm)$	1,84	1,7
$f_{gi} (mm)$	2,64	2,7
$f_{pi} (mm)$	3,56	4,6
$f_{gv} (mm)$	5,47	7,6
$\Delta f (mm)$	4,92	7,88
$f_{adm} (mm)$	9,2	9,2
Observation	Vérifiée	Vérifiée

**Tableau.III.12.** Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher Entre sol			
Plancher RDC + Étages courants + Terrasse inaccessible			

➤ **Etude de la dalle de compression**

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

On choisit :  $\begin{cases} A_{\perp} : 5HA6/ml \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{CBA} \\ A_{\parallel} : 3HA6/ml \rightarrow s_t = 33,33 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA} \end{cases}$

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

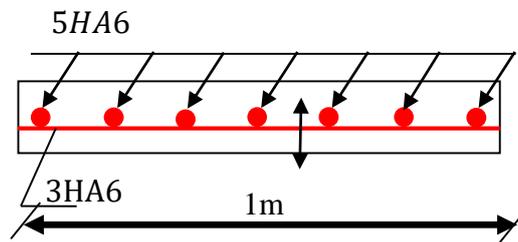


Figure III.5. Ferrailage de la dalle de compression

2.2. Calcul des dalles pleines

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

2.2.1. Données de différentes dalles (Annexe 1 et 2)

Tableau III.13. Données des différents types de dalle pleine

Types	L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	ρ	ELU		ELS	
				μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>
D1	1,35	/	/	/	/	/	/
D2	1	/	/	/	/	/	/
D3	3,05	4,7	0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117

2.2.2. Calcul des sollicitations

❖ Dalle sur un quatre appuis

$G = 5,23 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

➤ calcul à l'ELU

$q_u = (1,35 G + 1.5 Q) \times 1ml$

$q_u = 10,87 \text{ Kn/ml}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.64 > 0.4$

Donc la dalle travaille dans les deux sens le calcul se fait pour une bande de 1m.

✓ Calcul du moment

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases} \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} M_0^x = 7,73 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 2,68 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_0^x = 5,92 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 3,03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Calcul des moments réels

En travées : panneau intermédiaire selon x et selon y:  $\begin{cases} M_t^x = 0.75 * M_0^x \\ M_t^y = 0.75 * M_0^y \end{cases}$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t^x = 6,57 \text{ KN. m} \\ M_t^y = 2,28 \text{ KN. m} \end{cases}, \quad \text{ELS} \begin{cases} M_t^x = 5,03 \text{ KN. m} \\ M_t^y = 2,57 \text{ KN. m} \end{cases}$$

### Au niveau des appuis

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.5 M_0^x, \\ -0.5 M_0^y, \end{cases} \text{ appuis intermédiaire} \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU : } M_a^x = M_a^y = -3,86 \text{ KN. m} \\ \text{ELS : } M_a^x = M_a^y = -2,96 \text{ KN. m} \end{cases}$$

#### ✓ Calcul de l'effort tranchant

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.64 > 0.4 \text{ donc : } V_u = \frac{q_u \cdot l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u = 6,57 \text{ KN. m}$$

$$\text{sens y-y : } V_u = \frac{q_u \cdot l_x}{2} * \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u = 25,5 \text{ KN. m}$$

### 2.2.3. Calcul du ferrailage

#### En travées

- Sens x-x

$$\mu_{bu} = \frac{6,57 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1 \times 14,2} = 0,030 < \mu_\ell = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,076 ; z = 0,120 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{6,57 \times 10^{-3}}{0,120 \times 348} = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Condition de non fragilité

$$\begin{cases} e = 15 \text{ cm} \\ \rho = 0.85 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * e ; \text{ avec } \rho_0 = 0,0008$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit :  $A_s > A_{\min}$  Donc en ferraille avec  $A_s$

Donc on choisit  $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- Sens-y-y

$$\mu_{bu} = 0.012 ; \quad \alpha = 0.032 ; \quad z = 0.113 \Rightarrow A_t = 0,57$$

- Condition de non fragilité

$$\begin{cases} e = 15 \text{ cm} \\ \rho = 0.85 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} = \rho_0 * b * e ; \text{ avec } \rho_0 = 0,0008$$

$$A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit :  $A_s < A_{\min}$  Donc en ferraille avec  $A_{\min}$

Donc on choisit  $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

#### ❖ L'espacement

Sens x-x :  $S_t = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \dots \dots \dots$  condition vérifiée.

Sens y-y :  $S_t = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \dots \dots \dots$  condition vérifiée

Soit  $S_t = 25 \text{ cm}$

#### En appuis

- Sens x-x et y-y

$\mu_{bu} = 0,017$ ;  $\alpha = 0,989$ ;  $z = 0,075$ ;  $\Rightarrow A_s = 1,47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

- Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit :  $A_s > A_{\min}$  Donc en ferraille avec  $A_s$

Donc on choisit  $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

#### ❖ L'espacement

$S_t = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \dots \dots \dots$  condition vérifiée.

Soit  $S_t = 25 \text{ cm}$

#### ❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{16,57 \times 10^{-3}}{1 \times 0,124} \leq \frac{0,07}{1,5} \times 25 \text{ (MPa)}$$

$\tau_u = 0,13 \text{ MPa} \leq 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  Verifiée

#### ❖ Vérification des contraintes

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15 A_s d \Rightarrow 0,5 y^2 + 30,75 y - 381,3 = 0$$

$Y = 6,18 \text{ cm}$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 A_s (d - y) \Rightarrow 0,33 \times 0,0618^3 + 15 \times 3,93 \cdot 10^{-4} (0,1 - 0,0618)^2$$

$I = 9844,058 \text{ cm}^4$

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times 3 f_{c28} \Rightarrow \frac{5,032 \times 10^{-3}}{9844,058 \times 10^{-8}} \times 0,0618 \leq 0,6 \times 25$$

$\sigma = 3,15 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  Verifiée

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$$15 \times \frac{5,032 \times 10^{-3}}{9844,058 \times 10^{-8}} (0,09 - 0,0618) \leq \min \left( \frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\sigma_{st} = 47,69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

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

**Tableau III.14.** Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Types		Sollicitations							
		ELU					ELS		
		M <sub>x</sub> <sup>traveé</sup> (KN.m)	M <sub>y</sub> <sup>traveé</sup> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (KN.m)	V <sub>x</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)	M <sub>x</sub> <sup>traveé</sup> (KN.m)	M <sub>y</sub> <sup>traveé</sup> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (KN.m)
Balcons	D1	12,055	/	/	16,51	/	/	8,56	/
	D2	6,96	/	/	12,58	/	/	5,31	/
Plancher	D3	6.57	2,28	- 3,86	16,57	25,5	5.03	2.57	- 2.96

**Tableau III.15.** Vérification de l’effort tranchant.

Types	V <sub>ux</sub> (KN)	τ <sub>ux</sub> ≤ τ <sub>u</sub> (MPA)	Obs.	V <sub>uy</sub> (KN)	τ <sub>uy</sub> ≤ τ <sub>u</sub> (MPA)	Obs.
D1	16,51	0,165 < 1,17	Vérifiée	/	/	/
D2	12,58	0,125 < 1,17	Vérifiée	/	/	/
D3	16,57	0,133 < 1,17	Vérifiée	25,5	0,223 < 1,17	Vérifiée

**Tableau III.16.** Calcul du ferrailage à l’ELU

Types	Sens	M (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
D1	X-X	12,055	0,084	0,109	9,56	3,62	1,2	5HA10 = 3,93
D2	X-X	6,96	0,080	0,90	9,12	0,9	1,2	4HA8=2,01
D3	X-X	6.57	0,030	0,076	12,0	0,15	1,49	4HA8 = 2,01
	Y-Y	2,28	0,012	0,032	11,3	0,57	1,35	4HA8= 2,01
	appui	3,86	0,017	0,982	7,52	1,47	1,47	4HA8= 2,01

**Tableau III.17.** Vérifications des contraintes à l’ELS.

Types de La Dalle		M <sup>s</sup> KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub> (MPA)	Obs.	σ <sub>st</sub> ≤ σ <sub>st</sub> (MPA)	Obs.
D1	x-x	8,56	3,95	4210,02	8,1 < 15	Vérifiée	184,54 < 201,63	Vérifiée
D3	x-x	5,053	6,18	9844,05	3,15 < 15	Vérifiée	47,69 < 201,63	Vérifiée
	y-y	2,57	6,18	9844,05	1,67 < 15	Vérifiée	20,42 < 201,63	Vérifiée
	Appui	2,96	6,18	9844,05	1,85 < 15	Vérifiée	2,84 < 201,63	Vérifiée
D2	x-x	5,31	2,71	2090,3	6,89 < 15	Vérifiée	278,16 > 201,63	N Vérifiée

❖ **Evaluation de la flèche**

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

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

✓ Pour la dalle D1

12 cm > 7 cm ..... Vérifiée

3,93 cm² ≤ 5 cm² ..... vérifiée

la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ Pour la dalle D4

15 cm > 7 cm ..... Vérifiée

2.01 cm² < 6,2 cm² .....Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ Pour la dalle D1'

12 cm > 6 cm ..... Vérifiée

3,93 cm² < 5 cm² ..... Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Schémas de ferrailages

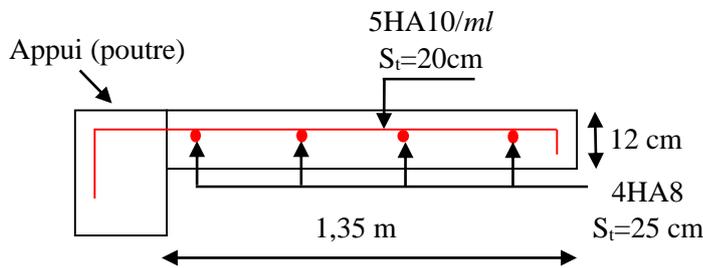


Figure.III.6. Schéma de ferrailage de la dalle D1

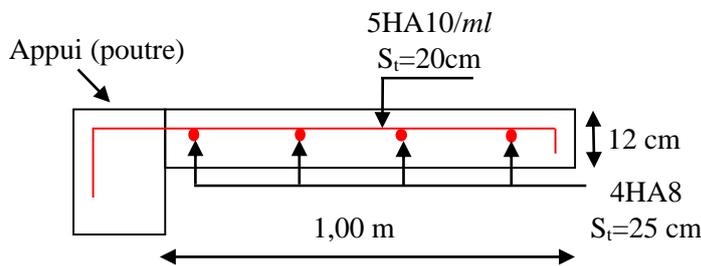


Figure.III.7. Schéma de ferrailage de la dalle D2

❖ Remarque

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

$$A'_x = 1,80 \times 2,01 = 3,62 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A'_x = 4\text{HA}10 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A'_y = 1,80 \times 2,01 = 3,62 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A'_y = 4\text{HA}10 = 4,52 \text{ cm}^2$$

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

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

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

$$L_b = 1,8 + 1,8 + 2 \times 40 \times 0.012 = 4,56$$

$$L_a = 1,8 + 1,8 + 2 \times 40 \times 0.012 = 4,56$$

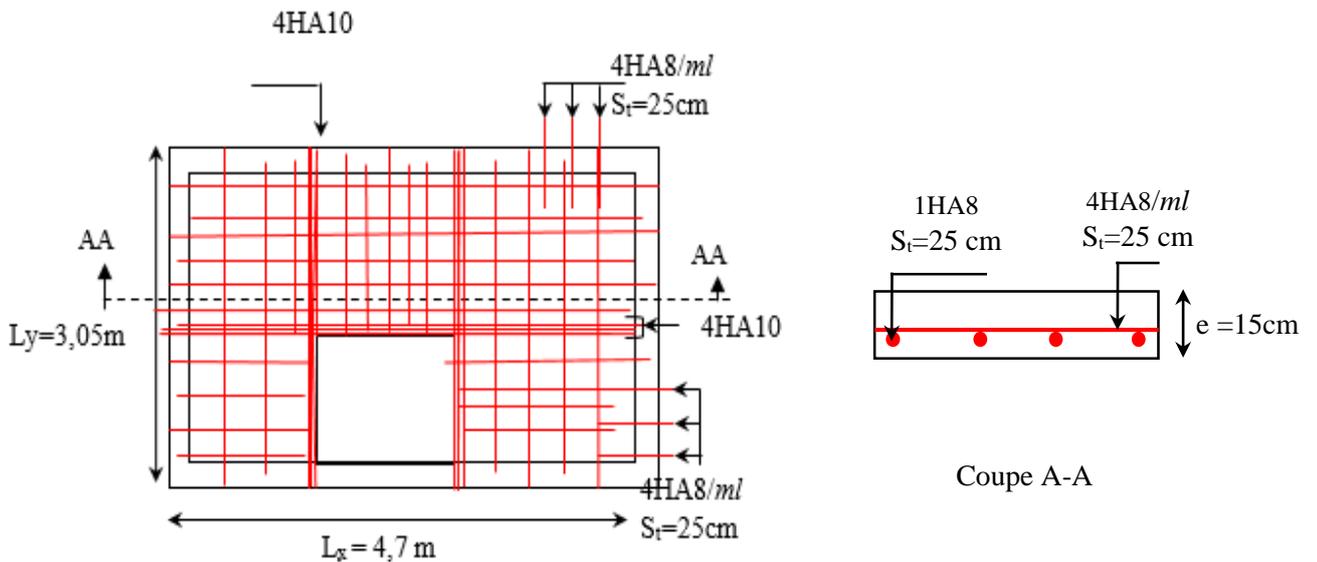


Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle D3

### 3. Etude de l'ascenseur

#### 3.1. Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes.

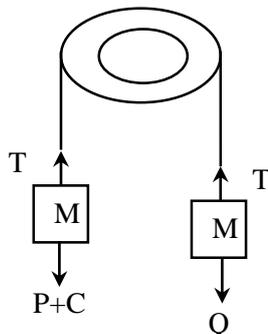


Figure III.7. Schéma statique et concept d'ascenseur

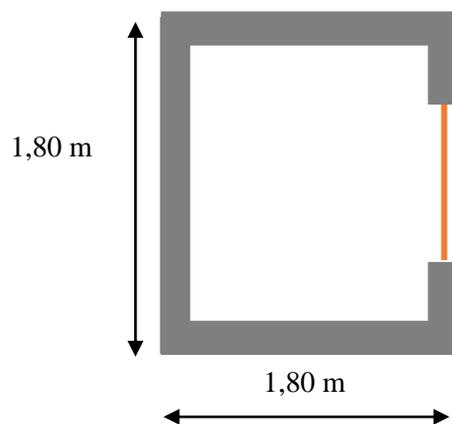


Figure III.8. Coupe transversale d'ascenseur

### 3.2. Les caractéristiques

- $V = 0,63$  m/s : Vitesse de levage.
- $P_m = 15$  KN : Charge due à la salle de machine.
- $D_m = 43$  KN : Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- $F_c = 50$  KN : Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 50 m.
- $B_s \times T_s = 1,80 \times 1,80$  m<sup>2</sup> dimensions de la gaine.
- le poids propre de l'ascenseur est de 500 Kg

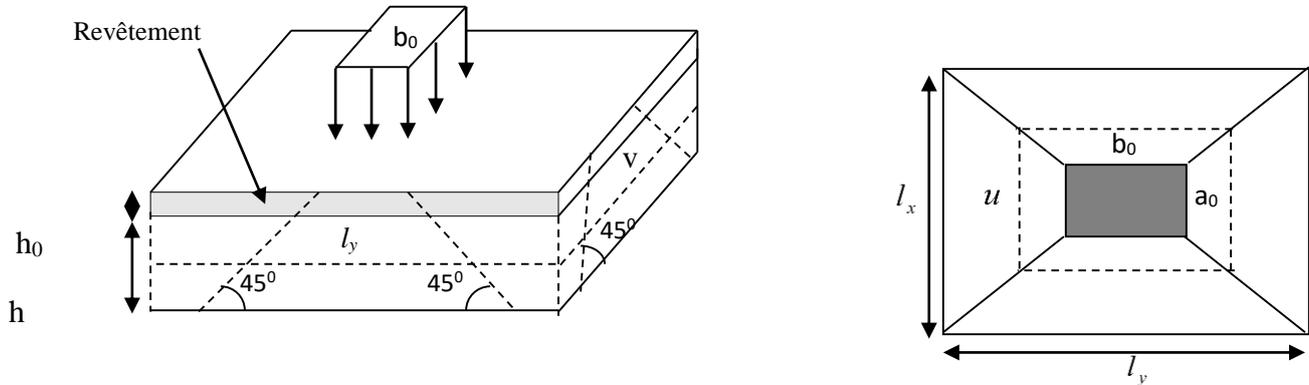
Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + 50 = 15 + 5 + 43 = 63 \text{ KN}$$

### 3.3. Dalle de salle machine (locale).

- $h_0$ : épaisseur de la dalle
- $h$ : épaisseur de revêtement
- $a_0$  et  $U$  sont  $\parallel$  à  $l_x$
- $b_0$  et  $V$  sont  $\parallel$  à  $l_y$



**Figure III.9.** Schéma représentant la surface d'impact.

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

Avec

- $\xi = 0,75$  le revêtement est moins résistant ;

$$\begin{cases} U = 80 + 15 + 2 * 0.15 * 5 = 102,5 \text{ cm} \\ V = 80 + 15 + 2 * 0.15 * 5 = 102,5 \text{ cm} \end{cases}$$

#### ➤ Calcul des moments

- $M_1^x$  et  $M_1^y$  Du système de levage :

On a un chargement concentré centré :

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v * M_2) q(U * V) \\ M_1^y = (M_2 + v * M_1) q(U * V) \end{cases}$$

En utilisant les tables BAEL (Annexe 2), on tire les coefficients  $M_1$  et  $M_2$  en fonction de  $U/l_x$ ,  $V/l_y$  et  $\rho$ :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 ; U/l_x = 102,5/180 = 0,57 ; V/l_y = 102,5/180 = 0,57$$

$$\text{Soit } M_1 = M_2 = 0,076$$

Avec  $v = 0$  à l'ELU et  $v = 0,2$  à l'ELS

$$q_u = 1,35 P = 1,35 \times 63 = 85,05 \text{ KN}$$

$$M_1^x = 0,076 \times 85,05 \times (1,025 \times 1,025) \Rightarrow M_0^x = 6,79 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = 0,076 \times 85,05 \times (1,025 \times 1,025) \Rightarrow M_0^y = 6,79 \text{ KN.m}$$

- $M_2^x$  et  $M_2^y$  dû aux poids propre de la dalle :

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q \times l_x \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases}$$

$\rho = l_x/l_y = 1 > 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0368$$

$$\mu_y = 1$$

Le poids propre de la dalle et du revêtement (pour un revêtement de 5 cm)

$$G = 4,75 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 1,35 \times 4,75 + 1,5 \times 1 = 7,911 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0368 \times 7,91 \times 1,8^2$$

$$M_2^y = M_2^x = 0,94 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donnés :

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 6,79 + 0,94 = 7,73 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 6,79 + 0,94 = 7,73 \text{ KN.m}$$

### ➤ Ferrailage

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 6,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,4 M_x = -3,09 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.18.** Ferrailage de la dalle D'ascenseur

Position	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{cal}$ ( $cm^2$ )	$A^{min}$ ( $cm^2$ )	$A^{adop}$ ( $cm^2$ )
Travée	6,57	0,032	0,041	0,118	1,05	1,2	4HA10 = 3,14

Appui	- 3,09	0,015	0,018	0,119	0,75	1,2	3HA10 = 2,36
-------	--------	-------	-------	-------	------	-----	--------------

➤ **Vérification au poinçonnement :**

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec  $U_c$  Périmètre du rectangle d'impact

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (102,5 + 102,5) = 410 \text{ cm}$$

$$85,05 \leq \frac{0,045 \times 4,10 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

$$85,05 \leq 461,25$$

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

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu),  $U=V$

$$T_U = T_v = \frac{q_u}{3 \times U} = \frac{85,05}{3 \times 1,02} = 28,917 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{28,917 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_U$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

Moment engendré par le système de levage :

$$q_{ser} = 63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v \times M_2) q(U \times V) \\ M_1^y = (M_2 + v \times M_1) q(U \times V) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1^x = (0,076 + 0,2 \times 0,76) \times 63 \times 1,02 \times 1,02 \\ M_1^y = (0,076 + 0,2 \times 0,76) \times 63 \times 1,02 \times 1,02 \end{cases}$$

$$M_1^x = 5,98$$

$$M_1^y = 5,98$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q_s = 4,75 + 1 = 5,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0441 \times 5,75 \times 1,8^2$$

$$M_2^y = M_2^x = 0,82 M_2^y = M_2^x = 0,82$$

La Superposition des Moments :

$$M_x = M_y = M_1^x + M_2^x = 5,98 + 0,82 = 6,80 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 5,78 \text{ KN.m}$$

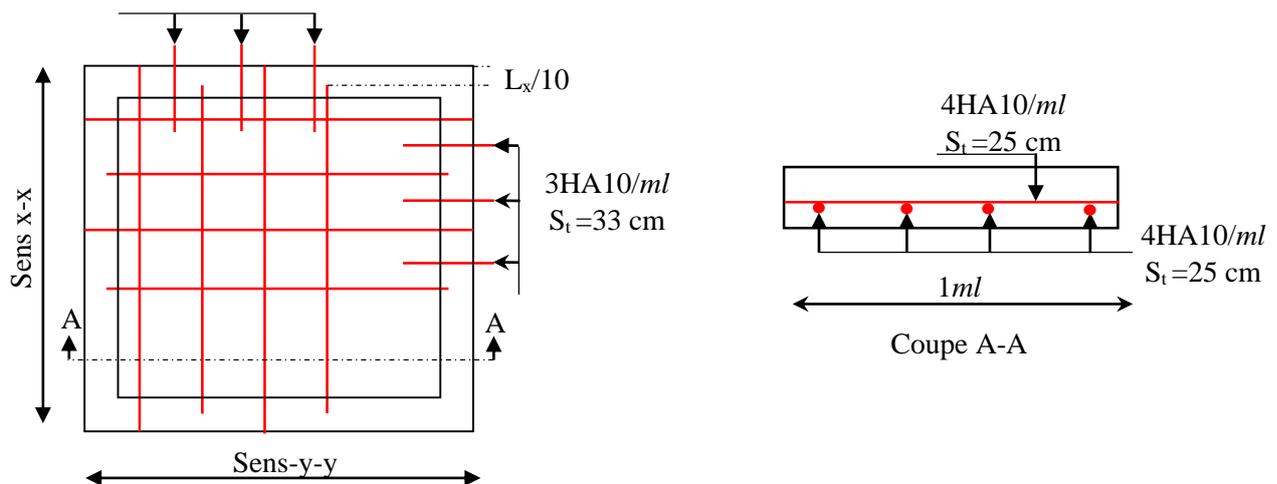
$$M_{ay} = M_{ax} = -0,4 M_x = -2,72 \text{ KN.m}$$

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

Position	$M_x$ (KN.m)	$A_s$ $cm^2$	$y$ (cm)	$I$ $cm^4$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	5,78	3,14	2,92	4713,12	$3,59 < 15$	$167,03 < 201,63$	Vérifiée
Appui	- 2,72	2,36	2,72	4713,12	$2,58 < 15$	$103,49 < 201,63$	Vérifiée

➤ **Schémas de ferrailage**

3HA10/ml ;  $S_t=33$  cm



**Figure III.10.** Schéma de ferrailage du local machine

**3.4. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur**

Les dimensions sont les mêmes (180×180 et h =15cm)

- Poids propre de la dalle et du revêtement :  $G_1 = 4,75 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de l'ascenseur :  $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{1,8 \times 1,8} = 15,43 \text{ KN/m}^2$ .
- $G^{\text{total}} = G_1 + G_2 = 20,18 \text{ KN/m}^2$

$P_u = 1,35 \times G^{\text{total}} = 27,243 \text{ KN/m}^2$

$\rho = l_x / l_y = 1 > 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$\mu_x = 0,0368 ; \mu_y = 1$

➤ **Calcul des moments à l'ELU**

$M_x = 0,0368 \times 27,243 \times 1,8^2$

$M_y = M_x = 3,25 \text{ KN.m}$

$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 2,76 \text{ KN.m}$

$M_{ay} = M_{ax} = -0,4 M_x = -1,30 \text{ KN.m}$

➤ **Ferrailage**

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.20.** Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Position	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	2,76	0,013	0,016	0,119	0,67	1,2	3HA10 = 2,36
Appui	- 1,30	0,006	0,008	0,120	0,31	1,2	3HA10 = 2,36

➤ **Calcul à l'ELS**

$P_s = 20,18 \text{ KN/m}^2$

$M_x = 0,0441 \times 20,18 \times 1,8^2$

$M_y = M_x = 2,88 \text{ KN.m}$

$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 2,45 \text{ KN.m}$

$M_{ay} = M_{ax} = -0,4 M_x = -1,152 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes**

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

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

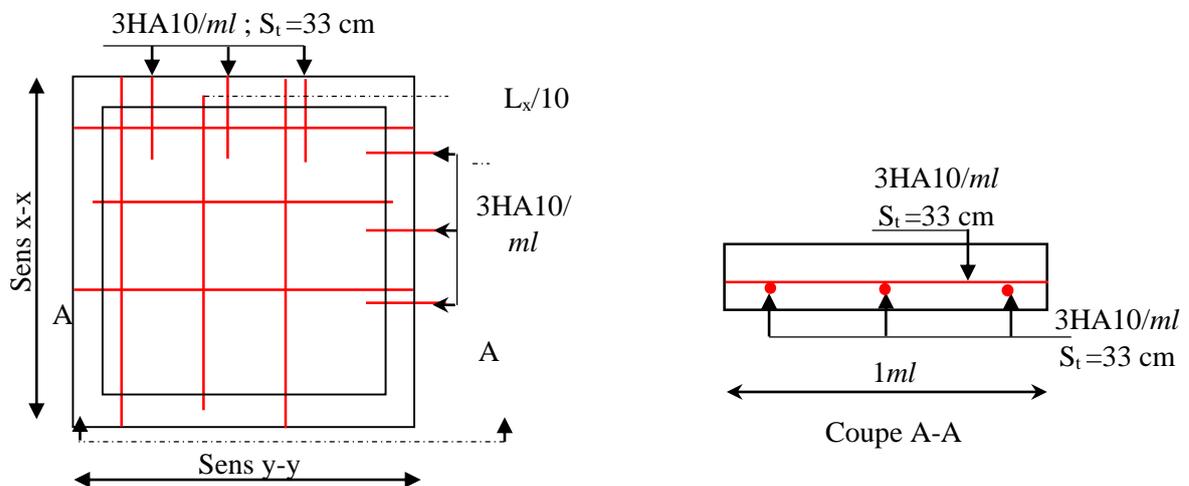
Position	$M_x$ (KN.m)	$A_s$ cm <sup>2</sup>	y (cm)	I cm <sup>4</sup>	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	2,45	2,36	2,58	3713,72	1,70 < 15	93,22 < 201,63	Vérifiée
Appui	- 1,152	2,36	2,58	3713,72	0,8 < 15	43,83 < 201,63	Vérifiée

➤ **La flèche**

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e = 15 \text{ cm} > 7,67 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée} \\ A_t = 2,36 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

**Schémas de ferrailage**



**Figure III.11.** Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

#### 4. Etude de la poutre de chaînage

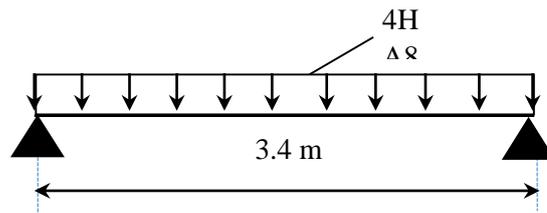


Figure III.12. Schéma statique de la poutre de chaînage

##### 4.1. Dimensionnement

D'après le **RPA99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à  $\frac{2}{3}$  de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre cas, la poutre sert d'appui pour les poutrelles du plancher à corps creux, et pour reprendre le poids des cloisons.

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

##### ❖ Condition de la flèche

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 20,66 \text{ cm} \leq h \leq 31 \text{ cm}$$

##### ❖ Exigences du RPA 99/2003

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

##### ➤ Calcul des sollicitations

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

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

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

Avec :  $l_g = 0$  ;  $l_d = 2,20 \text{ m}$  ;  $G = 5,28 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

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

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

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35G + 1,5Q) \times \frac{l_d}{2} + 1,35 G_p + 1,5Q_0 = 13,71 \text{ KN/m} \\ ELS: q_s = (G + Q) \times \frac{l_d}{2} + G_p + Q_0 = 9,57 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Moments isostatiques  $\begin{cases} ELU: M_{0u} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 19,81 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{0s} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 13,83 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en travée  $\begin{cases} ELU: M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 16,83 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{ts} = 0,85 M_{0s} = 11,75 \text{ KN.m} \end{cases}$

$$\text{Moment en appui : } M_a = -0,4 M_0 \begin{cases} \text{ELU: } M_{au} = -7,92 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{as} = -5,53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

**Tableau III.22.** Moments et ferraillages correspondant

Position	M (KN.m)	Pivot	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	45,38	A	0,039	0,01	0,167	2,89	1,6	4HA10 = 3,14
Appui	- 21,36		0,018	0,045	0,170	1,33	1,6	3HA8 = 1,51

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

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 46,93 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,579 \text{ MPa}$$

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

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

➤ **Armatures transversales**

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

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

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

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

➤ **Vérfications à l'ELS**

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

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

**Tableau III.23.** Vérification des contraintes

Position	$M_{ser}$ (KN.m <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	11,75	5,6	6540,26	$12,14 \leq 15$
En appui	5,53	3,2	5815,14	$9,9 \leq 15$

➤ **Vérification de la flèche**

$$1) h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h=30 \text{ cm} < 38,68 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 3,14 \text{ cm}^2 < 8,51 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$3) L = 4,55 \text{ m} < 8 \text{ m}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc on doit vérifier la flèche à l'ELS

**Tableau III.24.** Vérification de la flèche

$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{qi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	observation
5,45	1,84	6,09	2,60	7,10	9,10	<i>vérifiée</i>

➤ Schémas de ferrailage

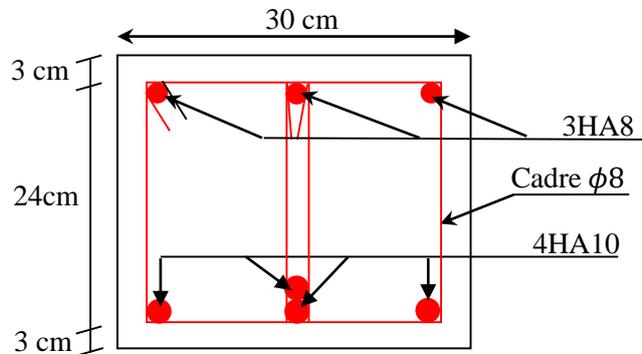


Figure III.13. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

5. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, Il assure la protection contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments. Il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique ( $F_p$ ).

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

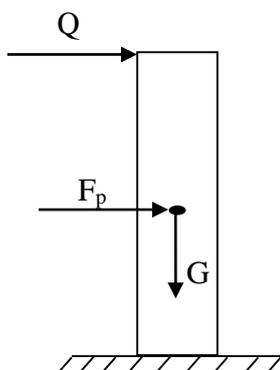


Figure III.14. Modèle de calcul de l'acrotère

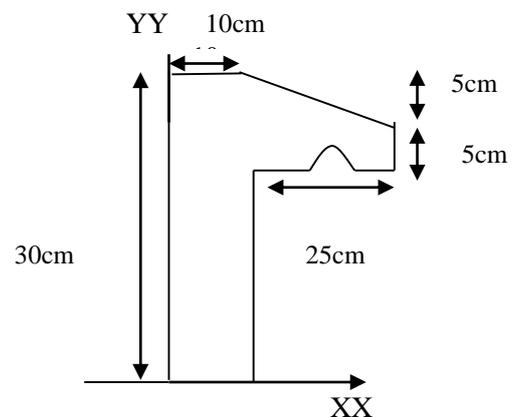


Figure III.15. Coupe transversale de l'acrotère.

5.1 Hypothèses de calcul

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

- ✓ La fissuration est considérée préjudiciable.
- ✓ L'acrotère sera calculé en flexion composée.

**5.2 Evaluation des charges et surcharges**

• **poids propre :**

$$G_0 = 25 \times S_{acr} = 25 \times 0,0487 = 1.218 \text{ KN}$$

$$G^{rev} = 18 \times 0,03 = 0,54 \text{ KN}$$

D'où, la charge totale est  $G = W_p = 1,758 \text{ KN}$

• **charge d'exploitation**

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

• **Force sismique**

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$$

Avec  $\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone ;} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale ;} \\ W_p = 3,73 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{array} \right.$

Donc,  $F_p = 0,843 \text{ KN}$

➤ **Calcul des sollicitations**

**Calcul du centre de gravité :**  $\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} X_G = 12,95 \text{ cm} \\ Y_G = 19,54 \text{ cm} \end{array} \right.$

L'acrotère est soumis à :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = 1,758 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 0,3 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,164 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

**Tableau III.25.** Combinaisons d'action de l'acrotère.

Combinaisons	ELU Accidentelle	E L U	E L S
Sollicitations	<b>G + Q + E</b>	<b>1.35G + 1.5Q</b>	<b>G + Q</b>
N (KN)	1,758	2,373	1,758
M ( KN.m)	0,464	0,45	0,3

➤ **Calcul de l'excentricité**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_{u \text{ acc}}}{N_{u \text{ acc}}} = \frac{0,45}{2,373} \times 10^2 = 18,96 \text{ cm} \\ \frac{h}{6} = 5 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e_0 > h/6$$

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

D'après le **BAEL (Art 4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer ( $e_0$ ) par ( $e$ ) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

$e_a$  : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; h/250) = 2 \text{ cm.}$$

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

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 1,2} = 0$$

$l_f = 2 \times h = 0,6 \text{ m}$  : Longueur de flambement ( $h = 10 \text{ cm}$  : hauteur de la section)

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 0,6^2 \times 2}{10^4 \times 0,10} = 0,0021 \text{ m}$$

D'où :  $e = 18,96 + 2 + 0,217 = 21,17 \text{ cm}$

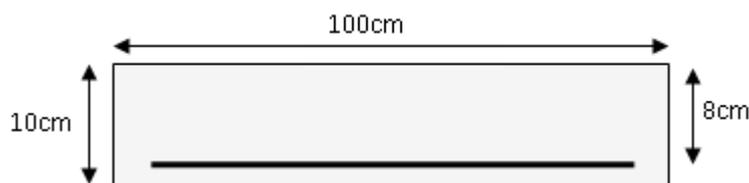
Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 2,373 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 2,373 \times 0,21 = 0,502 \text{ KN.m}$$

### 5.3. Ferrailage de l'acrotère

➤ **Calcul à l'ELU :**



**Figure III.16.** Section de l'acrotère à ferrailer

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$(h/6 < e_0) \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée et  $e_0$  en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec  $M_{ua}$  :

$$M_{ua} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0,573 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{3,68 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,08^2} = 0,0063 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,015 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,079 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0,67 \text{ cm}^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Remarque :**

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

$$A_1 = 0,67 \text{ cm}^2.$$

$$A = 0,61 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérification à l'ELU**

**Vérification de la condition de non fragilité**

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

$$A_t^{\min} = 0,97 \text{ cm}^2 < A = 0,61 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Armatures de répartition**

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

**Choix des armatures**

Sens principal :  $A = 0,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$       On prend 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml

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

**Calcul des espacements**

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

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

**Vérification au cisaillement**

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

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

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

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

**Situation accidentelle :**  $V_u = Q + F_p = 1 + 0,843 = 1,84 \text{ KN}$

$\Rightarrow \tau_u = 0,019 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

➤ **Vérifications à l'ELS**

**Vérification des contraintes**

$$F.N \Rightarrow \bar{\sigma} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa} \text{ avec } \eta=1,6 \text{ (pour les aciers HA)}$$

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

**Calcul de y**

$$(y = y_c + C)$$

$$C = \left( e_G - \frac{h}{2} \right) = \left( \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} \right) = 0,1706 - 0,15 = 0,02 \text{ m (avec } C > 0 \text{ et } y_c > 0)$$

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

$$\begin{cases} p = -3 C^2 - \frac{90A'}{b} (c - d') + \frac{90A}{b} (d - c) = -0,000114 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b} (c - d')^2 - \frac{90A}{b} (d - c)^2 = -0,0000811 \text{ m}^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation (1) dépend :

$$\Delta = q^2 + 4 \times \frac{p^3}{27} = 1,776 \times 10^{-7}$$

$$\Delta > 0 \Rightarrow t = 0.5 \times (\Delta^{1/2} - q) = 2,512 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$z = t^{1/3} = 0,063 \text{ m}$$

$$y_c = z - \frac{p}{3 \times z} = 0,0624 \text{ m}$$

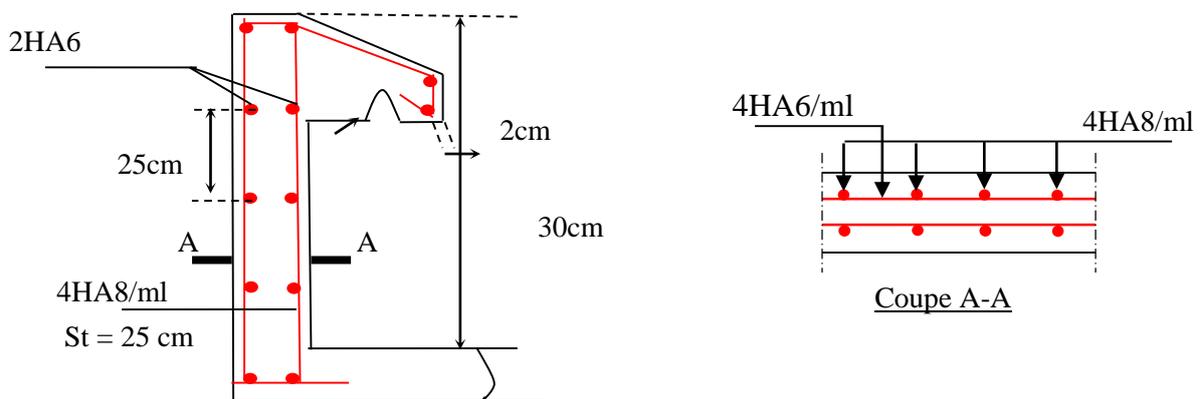
$$y_{ser} = 0,0624 - 0,02 = 0,0424 \text{ m}$$

Donc, on prend  $y_c = 0,0624 \text{ m} \Rightarrow y = 0,0424 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} - A(d - y) = 8,95 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\text{d'où } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{1,758 \times 10^{-3}}{8,95 \times 10^{-4}} \times 0,0424 = 0,083 \text{ MPa} < \bar{\sigma} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

**Schémas de ferrailage**



**Figure III.17.** Schéma de ferrailage de l'acrotère

**6. Etude des escaliers**

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet on dispose un types d'escaliers

6.1. Escalier

6.1.1. Etude de la partie (AB)

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

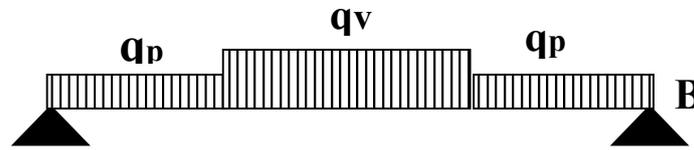


Figure III.18. Schéma statique de l'escalier (partie AB)

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 8,5 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{palier} \begin{cases} G_p = 5,18 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 15,23 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 10,74 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11,00 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 7,68 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F/x = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v \cdot 2,77 + q_p \cdot 4,61$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 33,89 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 24,36 \text{ KN} \end{cases} ; \quad \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 33,51 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 24,08 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Calcul des sollicitations

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

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

Tableau III.26. Sollicitations dans l'escalier

Appui	Réaction(KN)		V (KN)	M (KN.m)		V <sup>max</sup> (KN)	M <sub>0</sub> max	
	ELU	ELS		ELU	ELS		ELU	ELS
A	33,51	24,08	/	24,44	17,6	33,89	48,86	35,20
B	33,89	24,36	/	24,43	14,08			
En travé	/	/	/	36,64	29,92			

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

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 19,54 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_{0u} = -17,6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Ferrailage

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

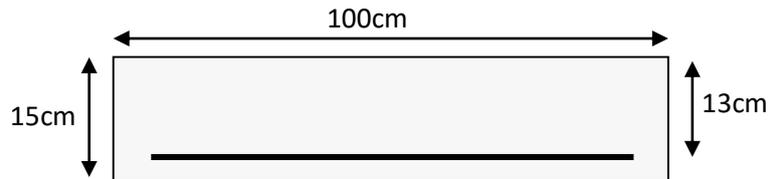


Figure III.19. Section d'escalier à ferrailler

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.27. Ferrailage de l'escalier

Position	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A^{calculé}$ ( $cm^2/ml$ )	$A^{min}$ ( $cm^2/ml$ )	$A^{adopté}$ ( $cm^2/ml$ )	St (cm)
Travée	19,54	0,123	0,164	0,135	7,78	1,54	4HA16 = 8,04	20
appui	-17,6	0,082	0,107	0,138	5,06	1,54	5HA12 = 5,65	25

➤ **Armature de répartition**

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

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

**En appui :**  $A_{rep} = 1,12 cm^2/ml$  Soit :  $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 cm^2/ml$  ; St = 25 cm

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$V^{max} = 33,89 KN \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0,233 MPa < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 MPa$

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

➤ **Calcul à l'ELS**

➤ **Vérification des contraintes**

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

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

En appliquant la méthode des sections :

$M_s^{max} = 19,96 KN.m \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0,85 M_s^{max} = 16,96 KN.m \\ M_{as} = -0,5 M_s^{max} = -9,98 KN.m \end{cases}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.28. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I ( $cm^2$ )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	29,92	3,25	7105,4	13,23	15	Vérifiée
En appui	-17,6	2,67	4853,9	7,75	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

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

1)  $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e=15 \text{ cm} < 14,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2)  $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 5,65 \text{ cm}^2 < 8,51 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

2)  $L = 3,4 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

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

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

$f_{adm} = 3/500$

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

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

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

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

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

**Sous g** :  $\begin{cases} q_v^g = 8,50 \text{ KN/m} \\ q_p^g = 5,18 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^g = 0,85 \times 11,67 = 9,92 \text{ KN.m}$

**Sous j** :  $\begin{cases} q_v^j = 6,32 \text{ KN/m} \\ q_p^j = 3,75 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^j = 0,85 \times 8,67 = 7,37 \text{ KN.m}$

**Sous p** :  $\begin{cases} q_v^p = 11 \text{ KN/m} \\ q_p^p = 7,68 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^p = 0,85 \times 15,20 = 12,92 \text{ KN.m}$

$\rho = 0,441\% ; \begin{cases} \lambda_i = 4,75 \\ \lambda_v = 1,9 \end{cases} ; I_0 = 8690,2 \text{ cm}^4 ; \begin{cases} E_v = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$

✓ **Calcul des  $\sigma_{st}$**

$\sigma_{st}^g = 255,57 \text{ MPa} ; \sigma_{st}^j = 189,87 \text{ MPa} ; \sigma_{st}^p = 332,85 \text{ MPa}$

✓ **Calcul des  $\mu$**

$\mu_g = 0,444 ; \mu_j = 0,325 ; \mu_p = 0,539$

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

$\begin{cases} I_{f_{gi}} = 65456,75 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = 8000,19 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = 57160,31 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = 12749,5 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = 2,19 \text{ mm} \\ f_{ji} = 0,775 \text{ mm} \\ f_{pi} = 1,840 \text{ mm} \\ f_{gi} = 1,234 \text{ mm} \end{cases}$

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 2,49 < \bar{f} = \frac{3,4}{500} = 7,94 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifié}$

➤ **Schéma de ferrailage**

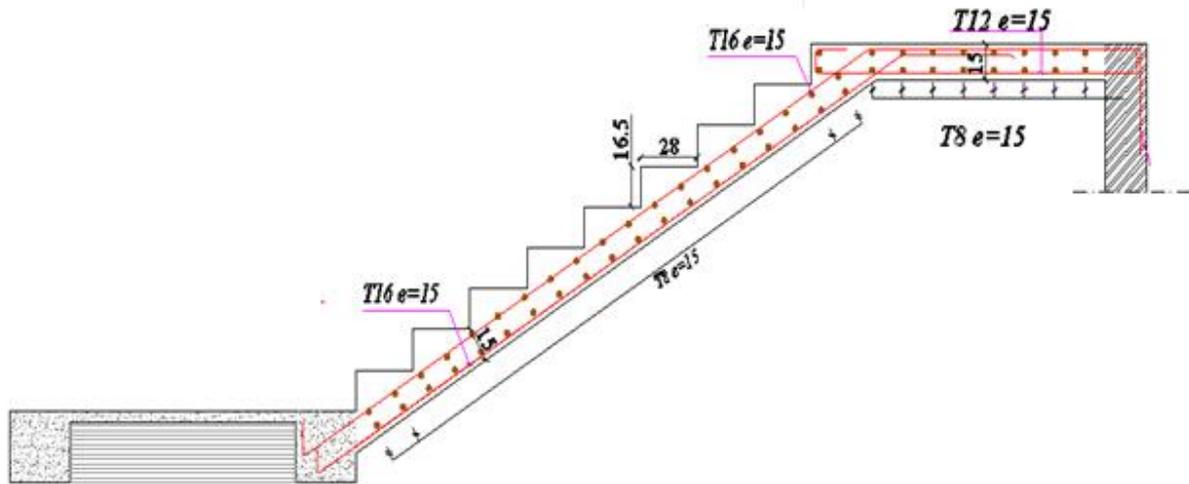


Figure III.20. Schéma de ferrailage de l'escalier

### ➤ 6.2. Etude de la poutre palière

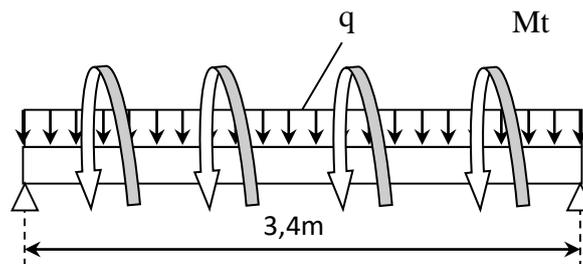


Figure III. 21. Schéma statique de la poutre palière

### ➤ Dimensionnement

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

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad \Leftrightarrow \quad 18,66\text{cm} \leq h \leq 28\text{cm}$$

### ➤ Exigences du RPA99/2003

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

### ➤ Définition des charges

La poutre palière est soumise à :

- **Son poids propre** :  $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/m}$
- **Charge transmise de la paillasse** :  $\begin{cases} ELU: R_{Bu} = 31,24 \text{ KN/m} \\ ELS: R_{Bs} = 22,44 \text{ KN/m} \end{cases}$
- **Moment de torsion**  $M_{tor} = M_B \times l/2$  : provoqué par la flexion de la paillasse.

### ➤ Calcul à la flexion simple

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q = \begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1,35 g_0 + R_{Bu} = 34,28 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = g_0 + R_{Bs} = 24,69 \text{ KN/m} \end{cases}$$

**Moments :**

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = 49,53 \text{ KN / m}$$

$$M^t = 0,85M_0 = 42,10 \text{ KN / m}$$

$$M^a = -0,5M_0 = -24,76 \text{ KN / m}$$

**Effort tranchant:**  $V_u = q_u \frac{l}{2} = 58,27 \text{ KN}$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.29.** Résultats de ferraillage de la poutre palière (en F.S)

Position	M (KN.m)	Pivot	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{cal} \geq A^{min}$
Travée	42,10	A	0,14	0,190	0,252	5,3	1,01	Vérifiée
Appui	- 24,76		0,067	0,087	0,270	2,38	1,01	

➤ **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{58,27 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,28} = 0,693 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales**

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

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

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,0031 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0,45 \text{ cm}^2; 0,0031 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul à la torsion**

**Moment de torsion**

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -13,84 \times \frac{3,4}{2} = -23,52 \text{ KN.m}$$

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

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

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

$$e = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 120 \text{ cm}$  : Périmètre de la section de la poutre palière.

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{23,52 \times 10^{-3} \times 1,2}{2 \times 0,0625 \times 348} = 5,41 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

on fixe  $St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,811 \text{ cm}^2$

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{23,52 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 3,76 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Avec : } \tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0,784^2 + 3,76^2} = 3,84 \text{ Mpa}$$

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

Ce qui donne :  $\tau_{total}^{tor} > \bar{\tau}$  .....il y a risque de rupture par cisaillement

Donc on augmente la section de la poutre palière à (b=h 35)

$$e = \frac{h}{6} = 5,83 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 850,89 \text{ cm}^2, \quad U = 2(b + h) = 140 \text{ cm}$$

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{23,52 \times 10^{-3}}{2 \times 0,085 \times 0,0583} = 2,37 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{58,27 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,33} = 0,504 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0,587^2 + 2,37^2} = 2,44 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 33 \text{ MPa}$$

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

➤ **Ferrailage globale**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{23,52 \times 10^{-3} \times 1,4}{2 \times 0,0850 \times 348} = 5,64 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 4,48 + \frac{5,64}{2} = 5,60 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA10 + 3HA12 = 5,75 cm<sup>2</sup>**

$$\text{En appui : } A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2,05 + \frac{5,64}{2} = 3,17 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>**

**Armature transversales :**  $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,45 + 0,596 = 1,046 \text{ cm}^2$

Soit  $4\varnothing 8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (un cadre + un étrier).

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

$q_s = g_0 + R_{Bs} = 28,84 \text{ KN/m}$

**Moments :**

$M_0 = \frac{qs \times L^2}{8} = 41,67 \text{ KN / m}$

$M^t = 0.85M_0 = 35,41 \text{ KN / m}$

$M^a = -0.5M_0 = -20,83 \text{ KN / m}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau III.30.** Vérification des contraintes à l'ELS

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	35,41	10,7	59048	6,42	15	Vérifiée
En appui	-20,83	9,05	43064	3,50	15	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

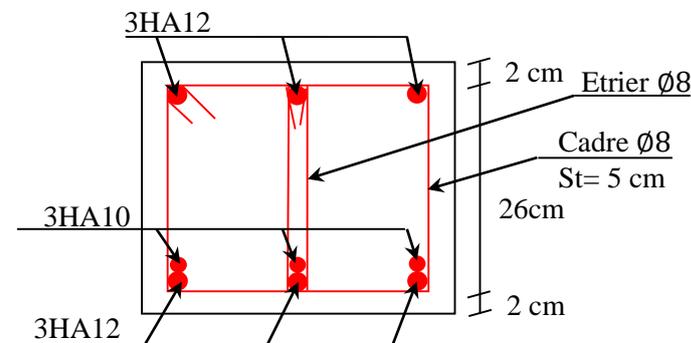
La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

1)  $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 35 \text{ cm} > 28,89 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

2)  $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 6,42 \text{ cm}^2 < 8,82 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

3)  $L = 3,4 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

➤ **Schéma de ferrailage**



**Figure.III.23.** Schéma de ferrailage de la poutre palière

# CHAPITRE IV

## Chapitre IV : Etude dynamique

### 1. Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitables de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes et de minimiser les conséquences, d'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

### 2. Modélisation

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

Parmi les méthodes de modélisation qui existe, 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 à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel SAP 2000V14 afin de simplifier les calculs.

Ce logiciel (SAP 2000V14) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable est appropriée.

Le modèle adopté est encastré à la base, il ne comporte que les éléments (Poteaux, Poutres, escalier et voiles), le reste des éléments est introduit comme un chargement.

Les poteaux et les poutres sont modélisés à l'aide des éléments linéaires de type « Frame » (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres), les volées, les paliers ainsi que les voiles périphériques et de contreventement sont modélisés par des éléments surfaciques de type « Shell » avec un maillage de (1m\*1m).

La notion des planchers rigides est prise en compte par une déclaration de diaphragmes rigides, cette option qui existe sur le menu SAP permet de réduire le nombre de degré de liberté et d'avoir le même déplacement pour tous les nœuds du même niveau dans une direction donnée.

Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q), et le chargement horizontal est obtenu par l'application d'un spectre de réponse dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement ( $V_{X_{dyn}}$  et  $V_{Y_{dyn}}$ ).

### 3. Choix de la méthode de calcul

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

#### 3.1. Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (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.)

### 3.2. Méthode dynamique qui regroupe :

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

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

### 4. Présentation de 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 combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de  $(0,8 V_{st}/V_{dyn})$ .

Avec,  $V_{dyn}$ : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal)

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} : \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- W : Poids total de la structure ;
- R : Coefficient de comportement de la structure ;
- Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

- ✓  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (II a)} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0,15$
- ✓ Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**
- ✓  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  **RPA99/2003 (Formule 4.4)**

**P<sub>q</sub>** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

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

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non Vérifié	0.05
02	Redondance en plan	Non vérifié	0.05
03	Régularité en plan	Non vérifié	0.05
04	Régularité en élévation	Non Vérifié	0.05
05	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifié	0
06	Contrôles d'exécution	Vérifié	0

**Remarque :**

La première condition est vérifiée pour le sens y-y, ce que n'est pas le cas pour le sens x-x,

$$\text{Donc, } \begin{cases} Q_x = 1,2 \\ Q_y = 1,2 \end{cases}$$

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

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

Dans notre cas  $W = 46618,68 \text{ KN}$

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

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

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

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

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

D'où,  $\eta = 0,816$

$$\checkmark \text{ On a un site meuble S3 } \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

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

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

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

$H = 33,11 \text{ m}$  : Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

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

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

$$\begin{cases} L_x = 20,6 \text{ m} \\ L_y = 21,8 \text{ m} \end{cases}$$

Donc,  $\begin{cases} T_x = \min(0,69 \text{ s}, 0,65 \text{ s}) = 0,66 \text{ s} \\ T_y = \min(0,69 \text{ s}, 0,62 \text{ s}) = 0,64 \text{ s} \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,702 \\ D_y = 1,735 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} V_{xst} = 2858,58 \text{ KN} \\ V_{yst} = 2913,04 \text{ KN} \end{cases}$$

#### 4.1. Spectre de réponse de calcul

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

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

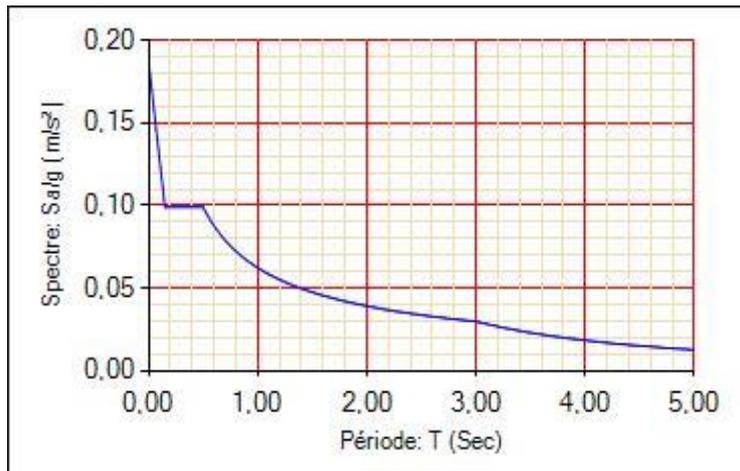
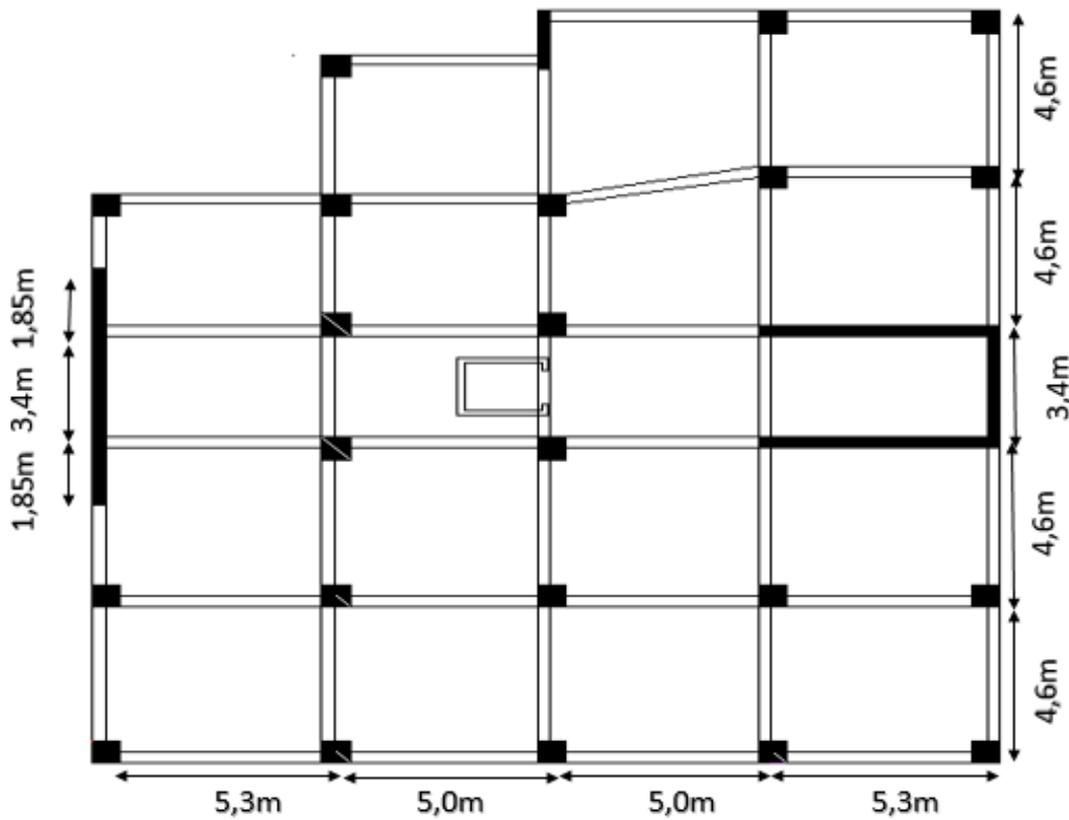


Figure IV.1. Spectre de réponse

**4.2. Résultats obtenus**

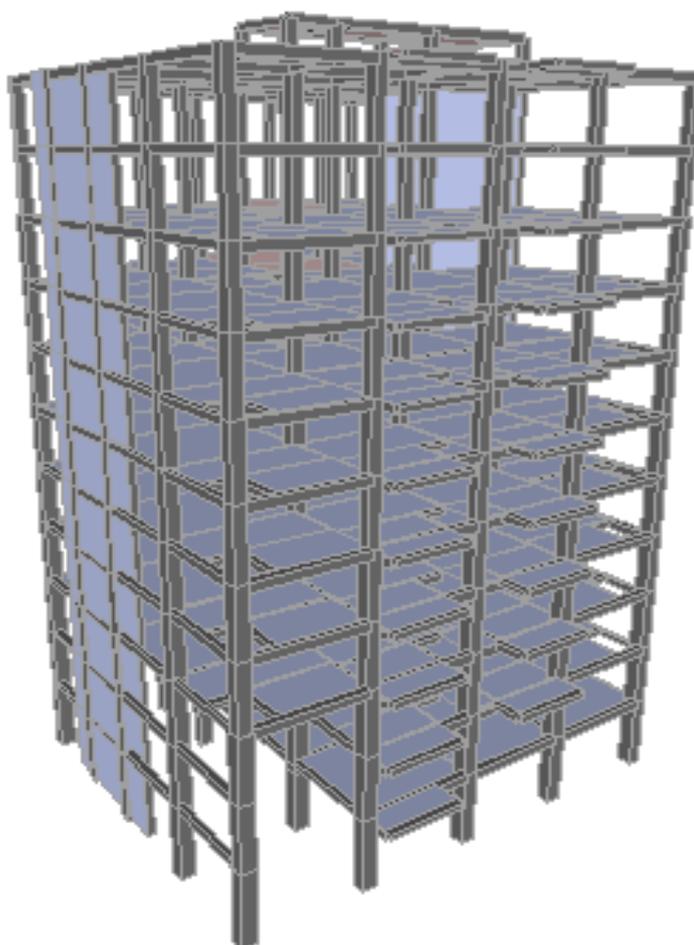
Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel SAP2000 V14, nous avons obtenus les résultats suivants :

**4.3. Disposition des voiles de contreventement**



**█** : voile

Figure IV.2. Disposition des voiles de contreventement



**Figure IV.3.** Vue en 3D du model obtenu par le logiciel SAP2000 V14

#### 4.4. Période de vibration et participation massique :

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

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

**Tableau IV.2.** Périodes et taux de participation massique de la structure

Modes	Période (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	0,750867	0,00065	0,69694	0,00065	0,69694
2	0,728163	0,70015	0,00174	0,70079	0,69868
3	0,600191	0,00886	0,02427	0,70966	0,72295
4	0,198373	0,00482	0,15593	0,71447	0,87887
5	0,187163	0,174	0,00788	0,88848	0,88675
6	0,159164	0,00698	0,01086	0,89545	0,89761

7	0,108348	0,000002058	0,00004156	0,89546	0,89766
8	0,099557	0,000001254	0,00013	0,89546	0,89778
9	0,099441	7,295E-09	0,000006325	0,89546	0,89779
10	0,096159	0,00163	0,04143	0,89709	0,93922
11	0,091474	0,00057	0,00003439	0,89765	0,93925
12	0,089236	0,00008434	0,00001914	0,89774	0,93927
13	0,087245	0,05064	0,00264	0,94838	0,94189

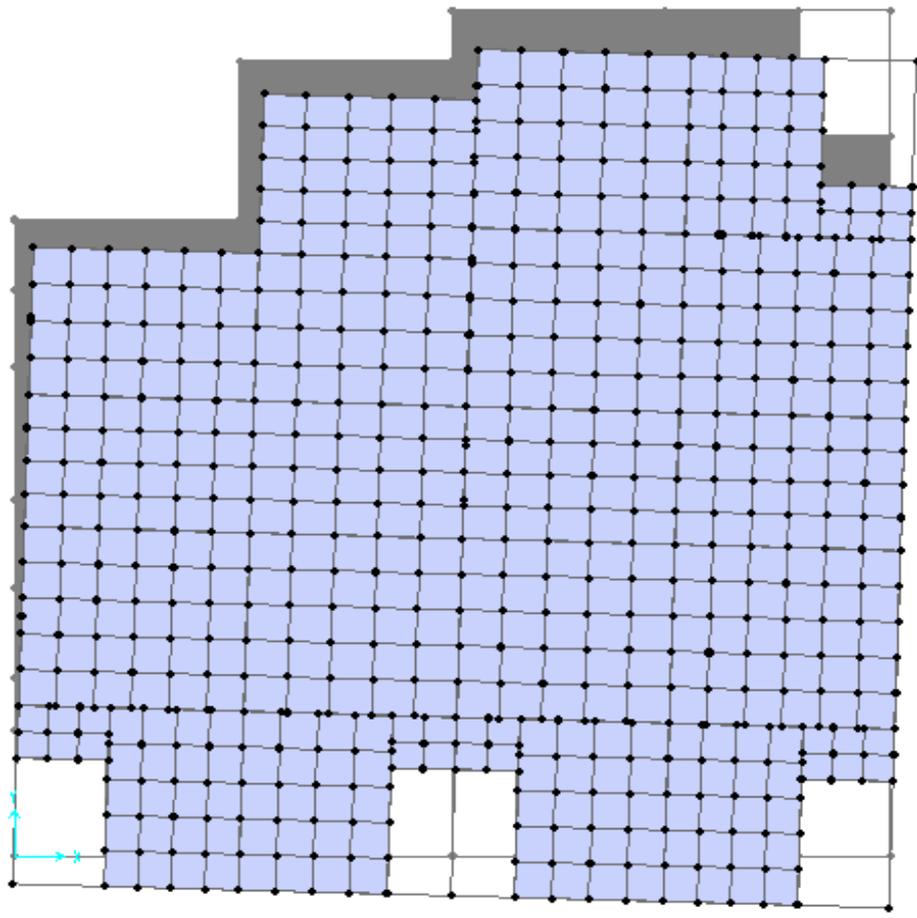
Ces résultats montrent que la participation modale suivant la direction X atteint 90% lorsqu'on prend les 13 modes, et dans la direction Y elle atteint 90% lorsqu'on prend les 10 premiers modes.

### Interprétation des résultats obtenus

- ✓ Les périodes numériques obtenues par le logiciel SAP2000 V14 dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30% (**RPA99/2003 Art 4.2.4**)

$$\text{Période majorées de 30\% } \begin{cases} T_x = 0,897 \text{ s} \\ T_y = 0,923 \text{ s} \end{cases}$$

- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y



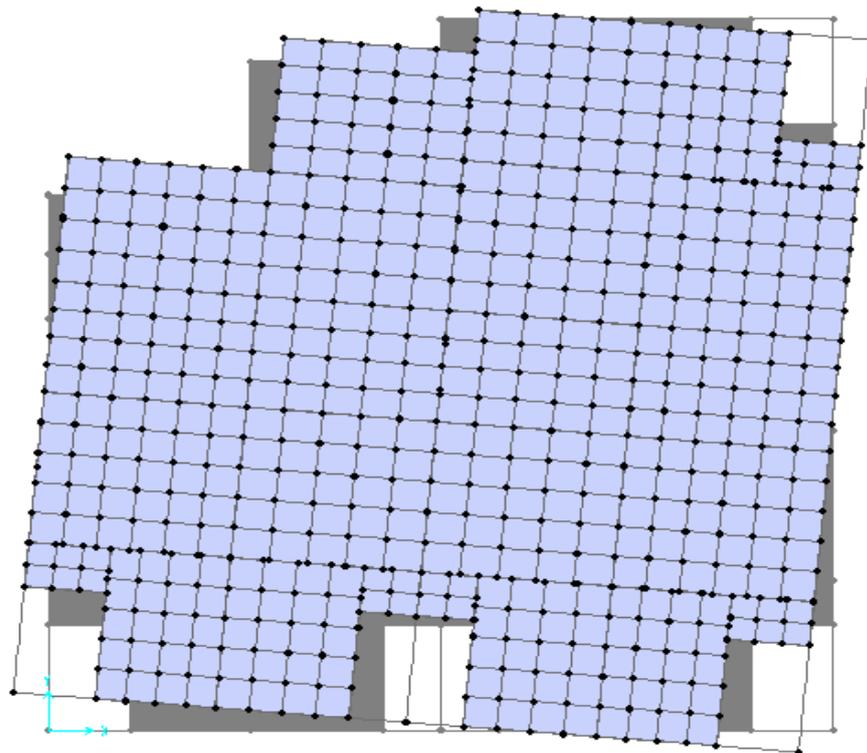
**Figure IV.4.** Mode 1 (Translation suivant l'axe Y-Y)

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



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

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



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

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

### 5.1. Justification de l'interaction voiles-portiques :

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

#### ✓ Sous charges verticales

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

#### ✓ Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

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

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
S. sol	48056,79	4303,977	91,7801	8,2198
E sol.2	39412	7304,416	84,3643	15,6356
E. sol .1	36178,16	6944,271	83,8963	16,1036
RDC	31703,4	6352,544	83,3073	16,6926
1	27453,81	5602,418	83,0518	16,9481
2	23069,61	4986,861	82,2256	17,7743
3	18988,97	4195,854	81,9025	18,0974
4	14845,26	3467,854	81,0635	18,9364
5	11009,17	2613,987	80,8121	19,1878
6	7097,877	1770,474	80,0360	19,9639
7	3383,074	888,877	79,1927	20,8072

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

Niveaux	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
S. sol	988,525	965,994	50,576	49,423	85,886	90,013	48,826	51,173
E. sol 2	1267,598	1270,65	49,939	50,060	98,769	102,68	49,029	50,970
E. sol 1	984,455	963,578	50,535	49,464	88,402	83,677	51,372	48,627
RDC	782,573	758,432	50,783	49,216	68,025	63,406	51,757	48,2428
1	614,02	586,892	51,129	48,870	50,245	46,366	52,0075	47,992
2	481,675	452,865	51,541	48,458	33,168	29,927	52,568	47,431
3	352,481	322,993	52,182	47,817	20,941	18,919	52,536	47,463
4	249,614	222,201	52,905	47,094	14,673	13,982	51,205	48,794

5	152,065	128,209	54,255	45,744	13,109	12,829	50,539	49,460
6	81,841	63,939	56,140	43,859	11,384	10,812	51,288	48,711
7	28,45	17,619	61,755	38,244	11,99	11,193	51,7189	48,281

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

### 5.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

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

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

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

Force sismique à la base	$V_{dyn}$	$0,8 V_{st}$	Observation
Suivant X-X	3001,137	2286,861	Vérifiée
Suivant Y-Y	2942,89	2330,430	Vérifiée

#### Remarque :

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

### 5.3. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

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

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

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec :  $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

$\delta_K$  : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003 (Art4.43).

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

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

Niveau	$h_k$ (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\Delta_k/h_k$ (%)	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\Delta_k/h_k$ (%)
S.SOL	3,41	0,002	0,01	0	0,01	0,002	0,001	0,005	0	0,01	0,001
E.S2	2,97	0,008	0,04	0,01	0,30	0,101	0,004	0,020	0,005	0,02	0,005
E.S1	2,97	0,02	0,1	0,04	0,06	0,020	0,008	0,040	0,020	0,02	0,007
RDC	2,97	0,03	0,15	0,1	0,05	0,017	0,02	0,100	0,040	0,06	0,020
01	2,97	0,04	0,2	0,15	0,05	0,017	0,025	0,125	0,100	0,03	0,008
02	2,97	0,05	0,25	0,2	0,05	0,017	0,03	0,060	0,01	0,04	0,013

<b>03</b>	2,97	0,07	0,35	0,25	0,10	0,033	0,04	0,200	0,06	0,09	0,030
<b>04</b>	2,97	0,09	0,45	0,35	0,10	0,033	0,050	0,250	0,15	0,05	0,016
<b>05</b>	2,97	0,011	0,55	0,45	0,10	0,033	0,06	0,300	0,2	0,05	0,016
<b>06</b>	2,97	0,13	0,65	0,55	0,10	0,033	0,07	0,350	0,25	0,05	0,016
<b>07</b>	2,97	0,13	0,65	0,65	0,10	0,033	0,08	0,400	0,3	0,05	0,016

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

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

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

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad (4.1)$$

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

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

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

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

$h_k$ : Hauteur de l'étage "k".

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

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

Niveau	$h_k$ (m)	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k$	$V_k$ (KN)	$\theta_K$	$\Delta_k$	$V_k$ (KN)	$\theta_K$
<b>S.SOL</b>	3,41	52360,77	0,01	3009,167	0,027	0,01	2944,102	0,029
<b>E. Sol1</b>	2,97	46716,42	0,30	2943,39	0,038	0,02	2875,329	0,047
<b>E. Sol 2</b>	2,97	43122,43	0,06	2847,11	0,045	0,02	2780,229	0,054
<b>RDC</b>	2,97	38055,94	0,05	2681,228	0,046	0,06	2618,169	0,063
<b>01</b>	2,97	33056,23	0,05	2491,368	0,047	0,03	2429,349	0,063
<b>02</b>	2,97	28056,47	0,05	2275,405	0,048	0,04	2215,817	0,070
<b>03</b>	2,97	23184,83	0,10	2036,482	0,041	0,09	1980,308	0,051
<b>04</b>	2,97	18313,12	0,10	1770,774	0,015	0,05	1716,77	0,053
<b>05</b>	2,97	13623,16	0,10	1506,557	0,059	0,05	1432,284	0,003
<b>06</b>	2,97	8868,351	0,10	1164,783	0,021	0,05	1071,9	0,069

07	2,97,	4271,951	0,10	1125,971	0,012	0,05	857,907	0,023
----	-------	----------	------	----------	-------	------	---------	-------

**Remarque :**

On voit bien que la condition (4.1) est largement satisfaite, donc l'effet P- $\Delta$  n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

**5.5. Vérification de l'effort normal réduit**

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

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

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

f<sub>cj</sub> : la résistance caractéristique du béton.

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

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

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

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	$\gamma$	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )			
S -SOL,2 E. Sol	60	65	3900	3242,37	0,33	<i>Non Vérifiée</i>
RDC, ETAGE1	60	60	3600	1875,18	0,208	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 2 et 3	55	55	3025	1377,68	0,182	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 4 et 5	50	50	2500	892,26	0,176	<i>Vérifiée</i>
ETAGE6 et 7	45	45	2025	421,99	0,083	<i>Vérifiée</i>

**Remarque :** On remarque que la condition de l'effort normal réduit n'est pas vérifiée pour le premier niveau alors on redimensionner la section du poteau.

**Tableau IV.9.** Les poteaux seront ferrailés selon les dimensions suivantes

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	$\gamma$	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )			
S -SOL,2 E. Sol	65	65	4225	3167,9	0,299	<i>Vérifiée</i>
RDC, ETAGE1	60	60	3600	1875,18	0,208	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 2 et 3	55	55	3025	1377,68	0,182	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 4 et 5	50	50	2500	892,26	0,176	<i>Vérifiée</i>
ETAGE6 et 7	45	45	2025	421,99	0,083	<i>Vérifiée</i>

## 6. Conclusion

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

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

**Tableau IV.10.** Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	S-Sol	E .S2	E.S1	RDC	01	02	03	04	05	06	07
Poteaux (cm <sup>2</sup> )	65*65			60*60		55*55		50*50		45*45	
Voiles (cm)	22										
P.P (cm <sup>2</sup> )	35*40										
P.S (cm <sup>2</sup> )	30*35										

# CHAPITRE V

## Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

### 1. Introduction

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

### 2. Etude des poteaux

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

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

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

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

### 2.1. Recommandations

#### ➤ Armatures longitudinales

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

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

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

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

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

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

$h_e$  : Hauteur d'étage

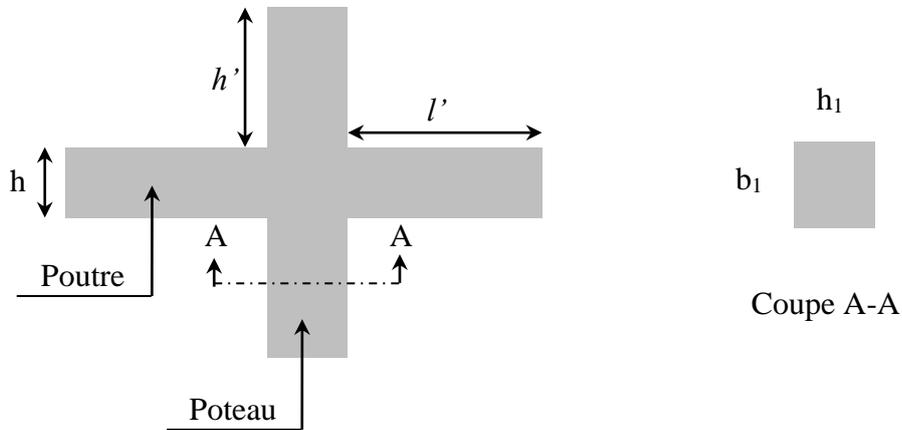


Figure V.1. Zone nodale

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

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

Niveaux	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
S-sol , 2 E. sol	65*65	33,8	166	253,5
RDC, 1 <sup>ère</sup> étage	60*60	28,8	144	216
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	55*55	24,2	121	181,5
5 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	50*50	20	100	150
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	45*45	16,2	81	121,5

➤ **Armatures transversales**

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

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

- $V^{max}$  : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- $\rho$ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

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

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

Pour le calcul de  $A_t$ , il suffit de fixer l'espacement ( $t$ ) tout en respectant les conditions suivantes :

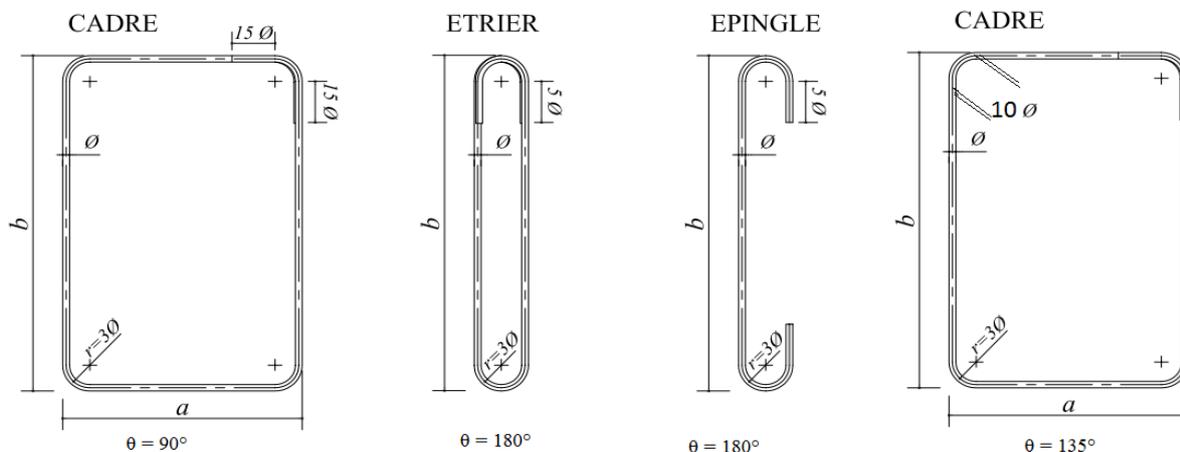
**En zone nodale :**  $t \leq \min(10 \phi_l^{min}, 15 \text{ cm})$ .....zone IIa

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

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

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

Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :



**Figure V.2.** Ancrage des armatures transversales

### 2.2. Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel SAP2000.V14, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

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

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
S-Sol, 2E. Sol	4363,463	8,589	1765,129	6,850	147,708	3423,683	161,828
RDC, Etages 1	2320,21	10,537	559,589	1,434	109,931	1269,776	79,493
Etages 2 et 3	1711,023	12,593	236,554	1,875	114,515	900,9	75,897
Etages 4 et 5	1123,127	19,357	78,96	2,489	107,353	518,482	70,523
Etages 6 et 7	566,126	19,333	33,633	1,001	103,893	144,243	65,291

### 2.3. Calcul du ferrailage

#### ➤ Ferrailage longitudinal

**Hypothèses de calcul :**

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

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.3.** Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Type de section	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
S-Sol, 2E. Sol	65*65	S.P.C	5	33,8	36,7	4HA20+12HA16
RDC, Etages 1	60*60	S.P.C	4,8	28,80	30 ,29	12HA16+4HA14
Etages 2 et 3	55*55	S.P.C	4,4	24,2	24,63	16HA14
Etages 4 et 5	50*50	S.P.C	4	20	24,13	12HA16
Etages 6 et 7	45*45	S.P.C	3,6	16,2	17,09	8HA12+4HA16

**Tableaux V.4.** Ferrailage transversales des poteaux

Niveaux	S-sol	2 E. Sol	RDC, Etages 1	Etages 2 et 3	Etages 4 et 5	Etages6 et7
Sections	65×65	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45
$\phi_l^{min}$ (cm)	1,4	1,4	1,4	1,4	1,2	1,2
$l_f$ (cm)	238,7	207, 9	207, 9	207, 9	207, 9	207, 9
$\lambda_g$	0,678	0,590	0,693	0,825	0,997	1,232
V(KN)	161,828	161,828	79,493	75,897	70,523	65,291
$t_{zone\ nodal}$ (cm)	10	10	10	10	10	10
$t_{zone\ courante}$ (cm)	15	15	15	15	15	15
$\rho$	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	2,00	2,20	2,50	2,32	1,99	1,61
$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4,15	4,15	4,33	4,32	3,5	3,5
$A_t^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	3HA10+4HA8 = 4,37		3HA10+4HA8 = 4,37		2HA10+ 4HA8 = 3,58	

D’après le Code De Béton Armé (CBA93. Art A7.1.3), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67mm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**2.4. Vérifications nécessaires**

➤ **Vérification au flambement**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA93 (Art B.8.2.1) nous exige de les justifier vis-à-vis l’état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

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

Avec :  $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$  : section réduite du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2 (7.2.3). Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V.5.** Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	Nu (KN)	i (m)	$\lambda$	$\alpha$	(Br $\geq$ Br <sup>calc</sup> )		Observation
					Br	Br <sup>calc</sup>	
S-Sol	4363,463	0,1876	9,104	0,839	0,3654	0,2354	Vérifiée
2 E. Sol	4363,463	0,1876	9,104	0,839	0,3654	0,236434	Vérifiée
RDC, Etage1	2320,21	0,1732	9,861	0,837	0,3364	0,126021	Vérifiée
Etages 2 et 3	1711,023	0,1588	10,756	0,834	0,2809	0,093268	Vérifiée
Etages 4 et 5	1123,127	0,1443	11,836	0,831	0,2304	0,061442	Vérifiée
Etages 6 et 7	566,126	0,1299	13,149	0,827	0,1849	0,0311	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc y a pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des contraintes**

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

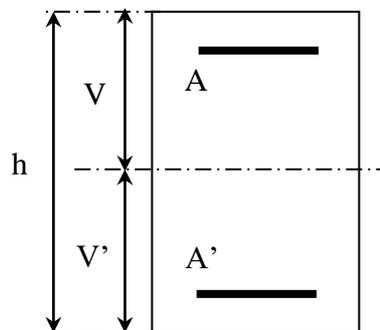
Avec :

S = b × h + 15(A + A') : section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$



**Figure V.3.** Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

**Tableau V.6.** Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	S-Sol	2 E.Sol	RDC et Etages1	Etages2 et 3	Etages4 et 5	Etages6 et 7
Sections	65×65	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45
<b>d</b> (cm)	62	62	57	52	47	42
<b>A</b> (cm <sup>2</sup> )	34,8	34,8	30,29	24,63	20,36	18,47
<b>V</b> (cm)	37,24	37,24	27,62	25,08	22,53	26,327
<b>V'</b> (cm)	27,76	27,47	27,37	24,91	22,46	25,631
<b>I<sub>yy</sub></b> (m <sup>4</sup> )	0,0192	0,0192	0,0116	0,0081	0,0055	0,0049
<b>N<sub>ser</sub></b> (MN)	0,48065	0,3941	0,3170	0,2305	0,1484	0,0709
<b>M<sub>ser</sub></b> (MN.m)	0,0360	0,03120	0,03105	0,02357	0,01587	0,00804
<b>M<sub>serG</sub></b> (MN.m)	0,0588	0,039	0,0314	0,015	0,0159	0,0108
<b>σ<sub>bc1</sub></b> (MPa)	1,35	1,09	0,96	0,81	0,66	0,41
<b>σ<sub>bc2</sub></b> (MPa)	2,09	1,73	1,62	1,22	1,24	0,76
<b>σ<sub>bc</sub></b> (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

#### ➤ Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau V.7.** Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Sections (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	Obs.
S-Sol	65×65	2,387	0,678	0,04	62	161,828	0,0435	1,00	Vérifiée
2 E. Sol	65×65	2,079	0,590	0,04	62	161,828	0,435	1,00	Vérifiée
RDC et Etage1	60×60	2,079	0,693	0,04	57	79,493	0,0232	1,00	Vérifiée
Etages 4 et 5	55×55	2,079	0,825	0,04	52	75,897	0,0265	1,00	Vérifiée
Etages 6 et 7	50×50	2,079	0,997	0,04	47	70,523	0,0300	1,00	Vérifiée
Etages 7 et 8	45×45	2,079	1,232	0,04	42	65,291	0,0345	1,00	Vérifiée

#### ➤ Détermination de la zone nodale

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zones nodales (zones critiques).

**Tableau V.8.** Dimensions de la zone nodale

Niveaux		S-Sol	2 E.Sol	RDC et Etage1	Etages 2 et 3	Etages 4 et 5	Etages 6 et 7
Sections		65×65	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45
<i>L'</i> (cm)	P.P	80	80	80	80	80	80
	P.S	70	70	70	70	70	70
<i>h'</i> (cm)		60	66	60	60	60	60

➤ **Dispositions constructives**

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- Longueur des crochets :  $L = 10 \times \phi_l = 10 \times 1.2 = 12\text{cm}$ .
- Longueur de recouvrement :  $lr \geq 40 \times \phi$  :

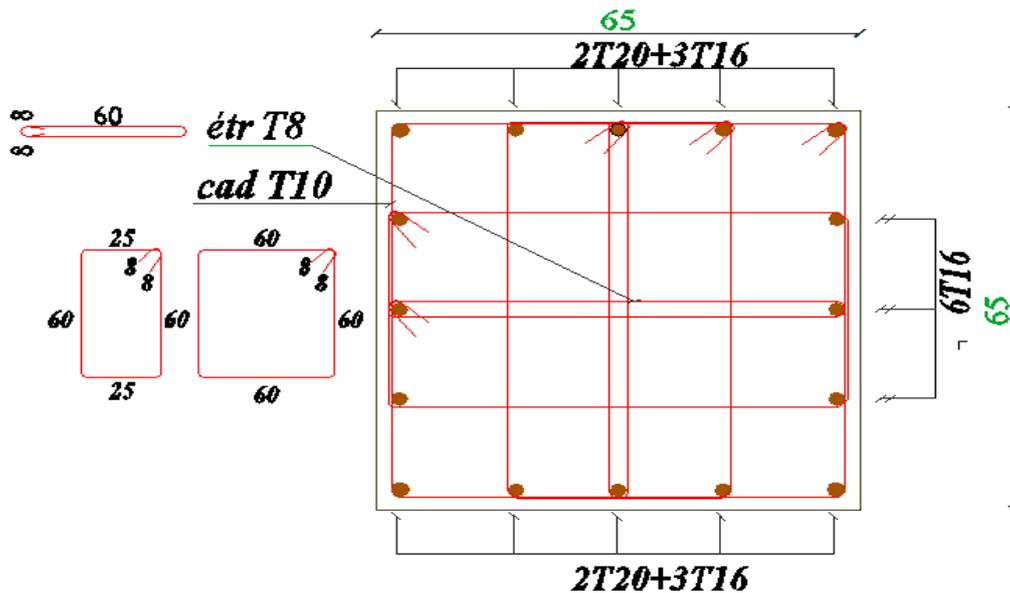
Pour  $\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2 = 80\text{cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 85\text{cm}$

Pour  $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 65\text{cm}$ .

Pour  $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 60\text{cm}$ .

Pour  $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48\text{cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 50\text{cm}$ .

➤ **Schémas de ferrailage**



**FigureV.4.** Schéma de ferrailage des poteaux de S-Sol, 2E, Sol

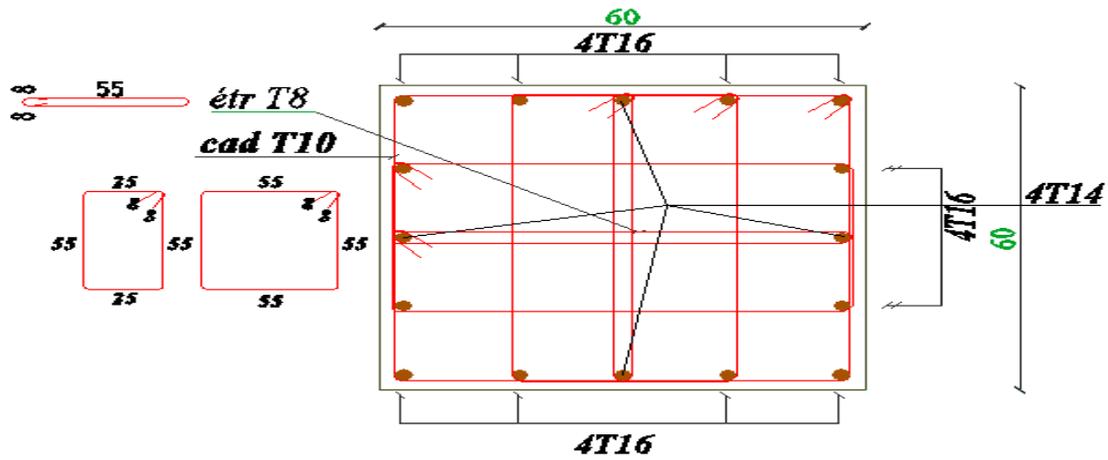


Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux de RDC, étage 1

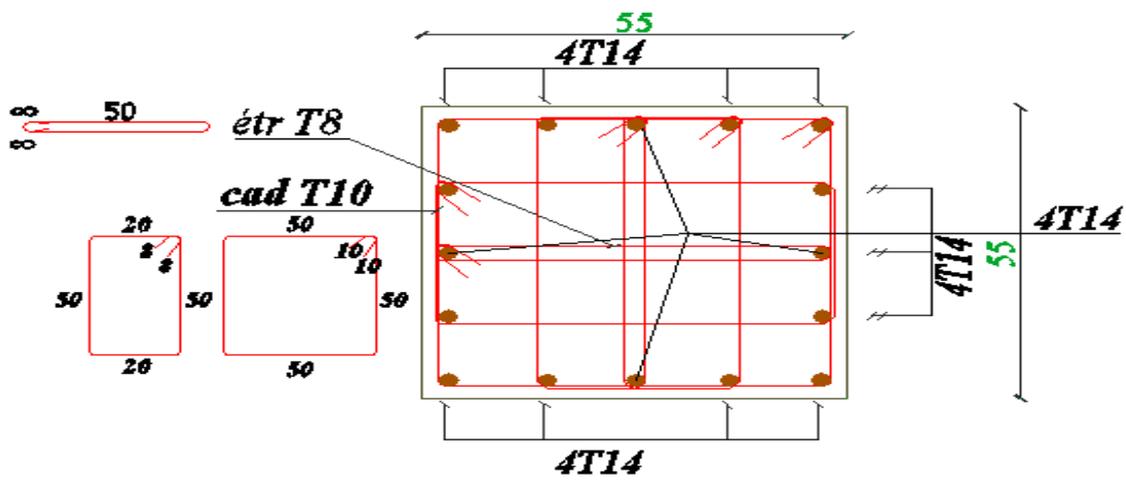


Figure V.6. Schéma de ferrailage des poteaux d'étages 2et3

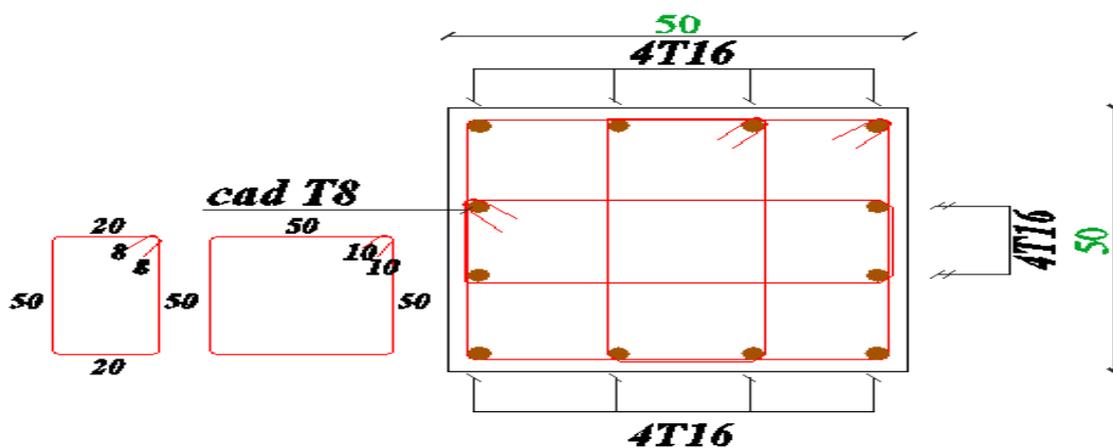


Figure V.7. Schéma de ferrailage des poteaux d'étages 4 et 5

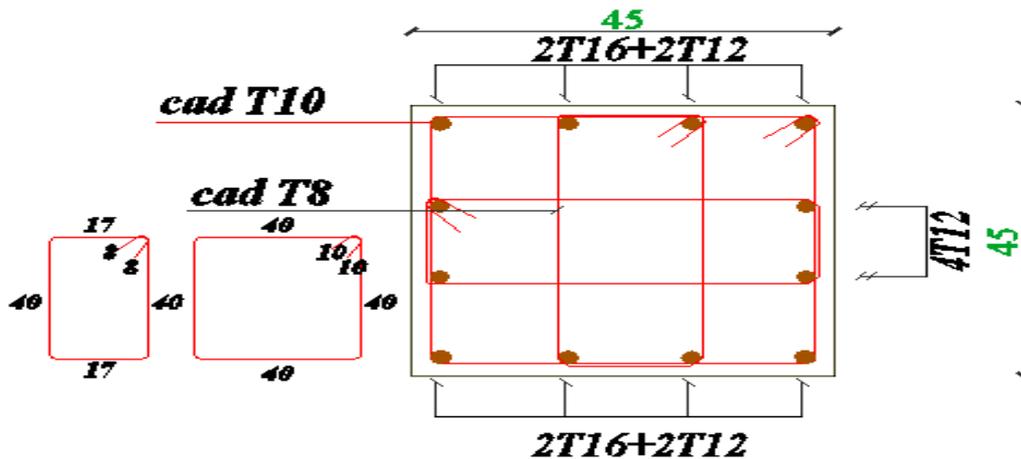


Figure V.8. Schéma de ferrailage des poteaux d'étages 6 et 7

### 3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

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

#### 3.1. Recommandations

➤ **Armatures longitudinales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section du béton en zone courante.
  - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\Phi$  en zone IIa.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

➤ **Armatures transversales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $0.3\% st \times h$

Avec  $St$  : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale}$$

**Remarque**

La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

**3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres**

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel SAP2000 V14.

**Tableau V.9.** Ferrailage des poutres principales (35×40) cm<sup>2</sup>

Niveaux	localisation	M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
E.Sol2	<b>Travée</b>	50,116	4	8,01	7	3HA14+3HA12
	<b>Appui</b>	-100,317	8,5	9,24	7	6HA14
E. Sol1	<b>Travée</b>	51,584	4	8,01	7	3HA14+3HA12
	<b>Appui</b>	-99,746	8,4	9,24	7	6HA14
RDC	<b>Travée</b>	47,781	3,9	8,01	7	3HA14+3HA12
	<b>Appui</b>	-104,081	8,8	9,24	7	6HA14
Etages 1	<b>Travée</b>	47,915	3,1	8,01	7	3HA14+3HA12
	<b>Appui</b>	-112,277	7,7	8,01	7	3HA14+3HA12
Etages 2	<b>Travée</b>	48,06	3,1	8,01	7	3HA14+3HA12
	<b>Appui</b>	-118,06	8,1	8,01	7	3HA14+3HA12
Etages 3	<b>Travée</b>	48,244	3,1	8,01	7	3HA14+3HA12
	<b>Appui</b>	-122,554	8,5	9,24	7	6HA14
Etages 4	<b>Travée</b>	48,437	3,1	8,01	7	3HA14+3HA12
	<b>Appui</b>	-124,482	8,6	9,24	7	6HA14
Etages 5	<b>Travée</b>	48,681	3,1	8,01	7	3HA14+3HA12
	<b>Appui</b>	-124,868	8,6	9,24	7	6HA14
Etages 6	<b>Travée</b>	48,898	3,1	8,01	7	3HA14+3HA12
	<b>Appui</b>	-123,892	8,6	9,24	7	6HA14
Etages 7	<b>Travée</b>	49,221	3,2	8,01	7	3HA14++3HA12
	<b>Appui</b>	-121,918	8,4	9,24	7	6HA14
Niveaux 8	<b>Travée</b>	39,40	2,5	8,01	7	3HA14+3HA12
	<b>Appui</b>	-114,180	7,8	8,01	7	3HA14+3HA12

**Tableau V.10.** Ferrailage des poutres secondaires (30×35) cm<sup>2</sup>

Niveaux	localisation	M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
E. Sol 1	<b>Travée</b>	38,864	2,9	5,56	5,25	2HA16+1HA14
	<b>appui</b>	-39,444	3	5,56	5,25	2HA16+1HA14
E. Sol2	<b>Travée</b>	57,666	4,5	5,56	5,25	2HA16+1HA14
	<b>appui</b>	-55,476	4,3	5,56	5,25	2HA16+1HA14
RDC	<b>Travée</b>	69,391	5,5	6,88	5,25	3HA16+3HA10
	<b>appui</b>	-73,451	5,8	6,88	5,25	3HA16+3HA10
Etages 1	<b>Travée</b>	79,250	6,3	6,88	5,25	3HA14+3HA10
	<b>appui</b>	-83,946	6,8	6,88	5,25	3HA14+3HA10
Etages 2	<b>Travée</b>	84,251	6,8	6,88	5,25	3HA14+3HA10
	<b>appui</b>	-90,334	7,4	8,01	5,25	3HA14+3HA12
Etages 3	<b>Travée</b>	86,574	7	8,01	5,25	3HA14+3HA12
	<b>appui</b>	-94,548	7,8	8,01	5,25	3HA14+3HA12
Etages 4	<b>Travée</b>	86,08	7	8,01	5,25	3HA14+3HA12
	<b>appui</b>	-96,275	7,9	8,01	5,25	3HA14+3HA12
Etages 5	<b>Travée</b>	83,704	6,7	6,88	5,25	3HA14+3HA12
	<b>appui</b>	-97,064	8	8,01	5,25	3HA14+3HA12
Etages 6	<b>Travée</b>	79,702	6,4	6,88	5,25	3HA14+3HA12
	<b>appui</b>	-95,183	7,8	8,01	5,25	3HA14+3HA12
Etages 7	<b>Travée</b>	76,341	6,1	8,01	5,25	3HA14+3HA12
	<b>appui</b>	-93,868	7,7	8,01	5,25	3HA14+3HA12
Niveaux 8	<b>Travée</b>	62,027	4,8	6,03	5,25	3HA16
	<b>appui</b>	-73,497	5,8	6,03	5,25	3HA16

➤ **Armatures transversales**

❖ **Calcul de  $\phi_t$**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min (12 ; 11,4 ; 35) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min (12 ; 10 ; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (35 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 35) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  et  $A_t = 4\phi_t^2 = 2,01 \text{ cm}^2$  (1cadre + 1 étrier)

❖ **Calcul des espacements St**

D'après le **RPA99/2003 (Art7.5.2.2)** :

$$\text{En zone nodale: } St \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi_t^{min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 08 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courantes: } St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

### ❖ Vérification des sections d'armatures transversales minimales

On a  $P_p$ :  $A_{\min} = 0,3\% \times St \times b = 1,57 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée}$

$P_s$ :  $A_{\min} = 0,3\% \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée}$

### ❖ Calcul des longueurs de recouvrement

Pour  $\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 65 \text{ cm}$ .

Pour  $\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 60 \text{ cm}$ .

Pour  $\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 50 \text{ cm}$ .

### ➤ Vérifications nécessaires

#### ❖ Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

Pour l'ensemble des poutres :

**En zone de recouvrement** :  $A_{\max} = 4\%(b \times h)$

✓ Poutres principales :  $A_{\max} = 56 \text{ cm}^2$

✓ Poutres secondaires:  $A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$

**En zone courante** :  $A_{\max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales :  $A_{\max} = 84 \text{ cm}^2$

✓ Poutres secondaires :  $A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

#### ❖ Vérifications à l'ELU

##### Condition de non fragilité

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\min}=1,56 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min}=1,16 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \text{vérifiée}$$

##### Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V.11.** Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	$V^{\max}$ (KN)	$\tau_{bu}$ (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
Principale	146,361	1,12	3,33	Vérifiée

Secondaires	104,52	1,08	3,33	Vérifiée
-------------	--------	------	------	----------

**Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement**

Pour les appuis de rives:  $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires:  $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{max} + \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

**Tableau V.12.** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	V <sup>max</sup> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>rive</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>inter</sup> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	146,361	100,31	8,64	4,2	-1,2	Vérifiée
Secondaires	104,52	94,54	8,01	3	- 1,24	Vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

**Etat limite de compression du béton**

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

**Tableau V.13.** Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M <sup>ser</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Contraintes		Observation
						σ(MPa)	σ̄(MPa)	
Principales	Travée	45,59	2,7	20,08	2281672	4,15	15	Vérifiée
	Appui	-67,49	4	23,37	279353	5,64	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	39,99	2,7	19,67	147756	5,32	15	Vérifiée
	Appui	-83,00	7,2	21,82	176653	10,25	15	Vérifiée

➤ **Vérification de l'état limite de déformation**

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

1)  $h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$

2)  $A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$

3)  $L < 8 \text{ m}$

Poutres principales :  $\begin{cases} h = 40\text{cm} > h_f = 33,12\text{cm} \\ A = 4,21\text{cm}^2 < A_f = 13,59 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Poutres secondaires :  $\begin{cases} h = 35 \text{ cm} > h_f = 28,7 \text{ cm} \\ A = 6,79 \text{ cm}^2 < A_f = 10,08 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

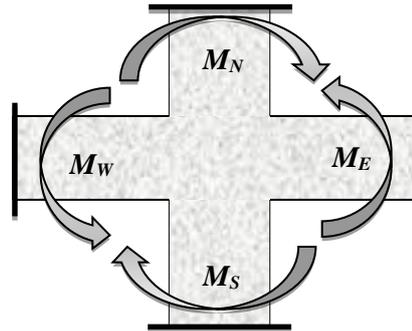
Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**3.3. Schémas de ferrailage**

➤ **Vérification de la zone nodale**

Le **RPA99/2003(Art 7.6.2)** exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$



**Figure VI.9.** Répartition des moments dans les zones nodales

**Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :**

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

- ✓ Dimensions de la section du béton ;
- ✓ Quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_s \quad \text{Avec: } z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

**Tableau V.14.** Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	Mr (KN.m)
S-.sol	0,65	0,585	36,7	348	747,13
E. sol2	0,65	0,585	36,7	348	747,13
E.sol1	0,65	0,585	36,7	348	747,13
RDC	0,60	0,54	30,29	348	569,29
Etages 1	0,60	0,54	30,29	348	569,29
Etages 2	0,55	0,495	24,63	348	424,379
Etages 3	0,55	0,495	24,63	348	424,379
Etages 4	0,50	0,45	24,13	348	377,87
Etages 5	0,50	0,45	24,13	348	377,87
Etages 6	0,45	0,405	17,09	348	240,72
Etages 7	0,45	0,405	17,09	348	240,72

**Tableau V.15.** Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	Mr (KN.m)
E. sol1	0,4	0,36	9,24	348	115,75
E.sol2	0,4	0,36	9,24	348	115,75
RDC	0,4	0,36	9,24	348	115,75
Etages 1	0,4	0,36	8,01	348	100,34
Etages 2	0,4	0,36	8,01	348	100,34
Etages 3	0,4	0,36	9,24	348	115,75
Etages 4	0,4	0,36	9,24	348	115,75
Etages 5	0,4	0,36	9,24	348	115,75
Etages 6	0,4	0,36	9,24	348	115,75
Etages 7	0,4	0,36	9,24	348	115,75
Niveaux8	0,4	0,36	8,01	348	100,34

**Tableau V.16.** Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	Mr (KN.m)
E. sol1	0,35	0,315	5,56	348	60,9
E.sol2	0,35	0,315	5,56	348	60,9
RDC	0,35	0,315	6,88	348	75,41
Etages 1	0,35	0,315	6,88	348	75,41
Etages 2	0,35	0,315	8,01	348	87,80
Etages 3	0,35	0,315	8,01	348	87,80
Etages 4	0,35	0,315	8,01	348	87,80
Etages 5	0,35	0,315	8,01	348	87,80
Etages 6	0,35	0,315	8,01	348	87,80
Etages 7	0,35	0,315	8,01	348	87,80
Niveaux8	0,35	0,315	6,03	348	66,10

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivant :

**Tableau V.17.** Vérification des zones nodales selon la sens principale

Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
S-sol	747,13	747,13	1494,26	115,75	115,75	289,37	Vérifiée
E. sol1	747,13	747,13	1494,13	115,75	115,75	289,37	Vérifiée

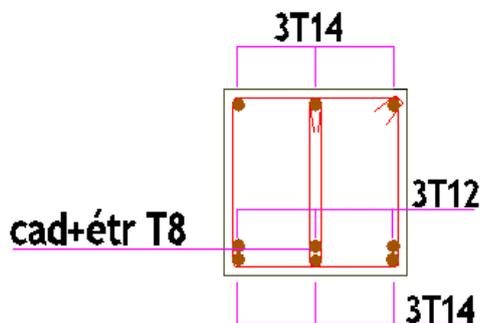
E.sol2	747,13	747,13	1494,13	115,75	115,75	289,37	Vérifiée
RDC	569,29	747,13	1316,42	100,34	115,75	270,11	Vérifiée
Etage1	569,29	569,29	1138,58	101,34	100,34	250,85	Vérifiée
Etage2	424,379	569,29	993,67	115,75	100,34	270,11	Vérifiée
Etage3	424,379	424,379	848,75	115,75	115,75	289,37	Vérifiée
Etage4	377,87	424,379	802,25	115,75	115,75	289,37	Vérifiée
Etage5	377,87	377,87	755,74	115,75	115,75	289,37	Vérifiée
Etage6	240,72	377,87	618,87	115,75	115,75	289,37	Vérifiée
Etage7	240,72	240,72	481,44	100,34	115,75	270,11	Vérifiée

**Tableau V.18.** Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

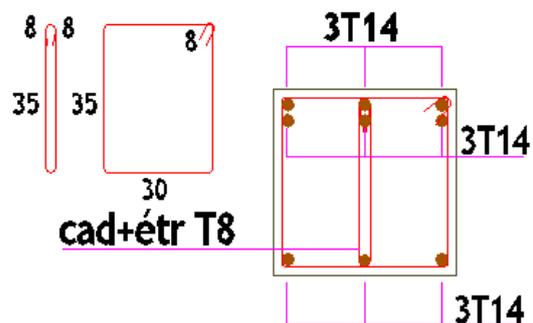
Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
S-sol	747,13	747,13	1494,26	60,9	60,9	152,25	Vérifiée
E. sol2	747,13	747,13	1494,13	60,9	60,9	152,25	Vérifiée
E.sol1	747,13	747,13	1494,13	75,41	60,9	170,38	Vérifiée
RDC	569,29	747,13	1316,42	75,41	75,41	188,52	Vérifiée
Etages 1	569,29	569,29	1138,58	87,80	75,41	204,01	Vérifiée
Etages 2	424,379	569,29	993,67	87,80	87,80	219,5	Vérifiée
Etages 3	424,379	424,379	848,75	87,80	87,80	219,5	Vérifiée
Etages 4	377,87	424,379	802,25	87,80	87,80	219,5	Vérifiée
Etages 5	377,87	377,87	755,74	87,80	87,80	219,5	Vérifiée
Etages 6	240,72	377,87	618,87	87,80	87,80	219,5	Vérifiée
Etages 7	240,72	240,2	481,44	66,10	87,80	192,37	Vérifiée

➤ Schémas de ferrailage des poutres principales

**Travée**



**Appuis**



**Figure V.10.** Schémas de ferrailage des poutres principales pour 2 E. Sol, RDC, étages 4,5,6,7

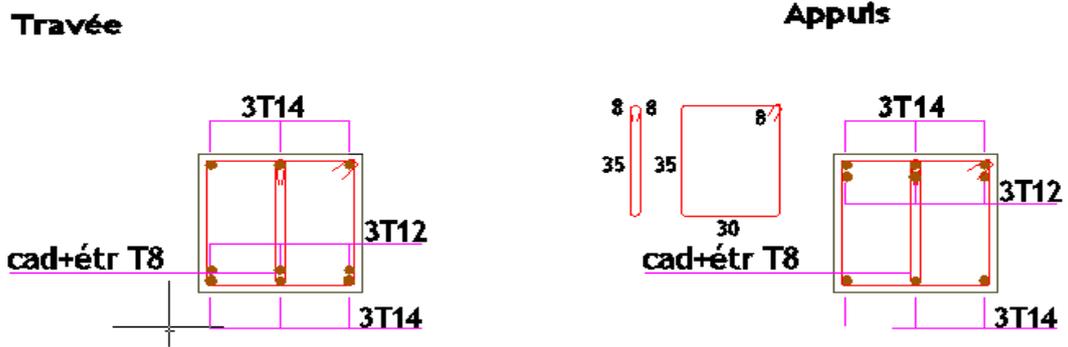


Figure V.11. Schémas de ferrailage des poutres principales pour étages 1,2,3, terrasse

➤ Schémas de ferrailage des poutres secondaire

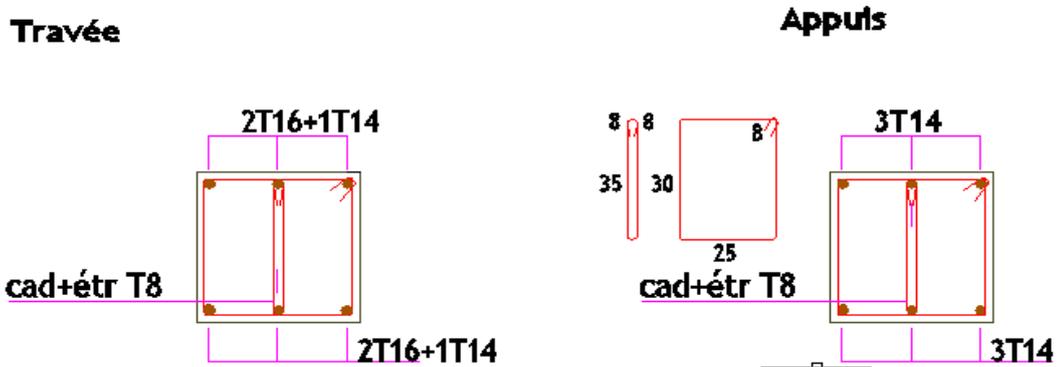


Figure V.12. Schémas de ferrailage des poutres secondaire du plancher 2 E. Sol

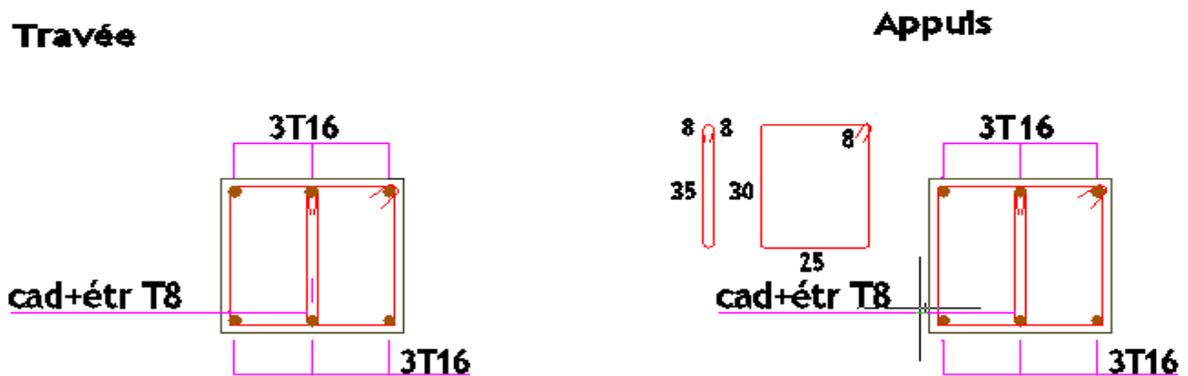


Figure V.13. Schémas de ferrailage des poutres secondaire du plancher RDC, Etage 1

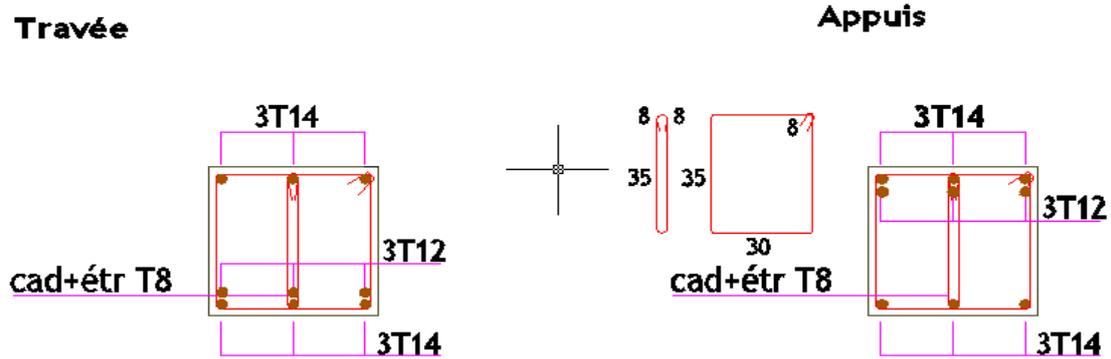


Figure V.14. Schémas de ferrailage des poutres secondaire du plancher d'étages 3,4,7

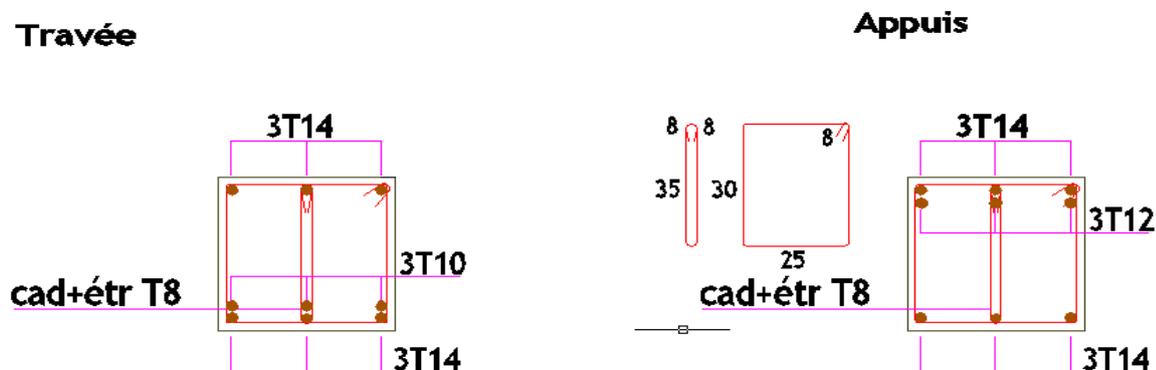


Figure V.15. Schémas de ferrailage des poutres secondaire du plancher d'étages 2,5,6

## 4. Étude des voiles

### 4.1. Introduction

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4. A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- 1).  $1.35G + 1.5Q$
- 2).  $G + Q \pm E$

3).  $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

#### 4.2. Recommandation du RPA99 version 2003

##### ➤ Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton,  $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec :  $l_t$  : longueur de la zone tendue,  
 $e$  : épaisseur du voile.

- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

##### ➤ Armatures Horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts 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.

##### ➤ Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m<sup>2</sup>.

##### ➤ Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0,15 %
  - En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est  $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser l/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

1)  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

2)  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### 4.3. Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000 V15, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.19.** Sollicitations maximales dans le voile  $V_{y3}$  // à Y-Y

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_u$ (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
E. sol 1	2122,44	11418,094	11418,094	2122,44	147,873	-8817,413	1158,14

### 4.4. Ferrailages

- **Calcul du ferrailage sous  $N_{max}$  et  $M_{cor}$  (dans ce cas il est de même pour  $M_{max}$  et  $N_{cor}$ )**

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $e \times l$ ).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 4,75 \text{ m}, \quad d = 4,7 \text{ m}, \quad e = 0,22 \text{ m}.$$

$$N_{max} = 2122,44 \text{ KN (traction)}, \quad M_{cor} = 11418,0944 \text{ KN.m}.$$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 5,38 \text{ m} > \frac{l}{2} = 2,375 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'extérieur de la section}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 11418,09 + 2122,44 \times \left( 4,75 - \frac{4,75}{2} \right) = 16352,8 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16352,8 \times 10^{-3}}{0,22 \times 4,7^2 \times 18,48} = 0,253$$

$$\mu_{bu} = 0,182 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0,253$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 4,7(1 - 0,4 \times 0,253) = 4,22 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{16352,8 \times 10^{-3}}{4,22 \times 400} = 96,78 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 96,78 \times 10^{-4} - \frac{2122,443 \times 10^{-3}}{400} = 43,56 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_s = 43,56 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a :  $A_{\min} = 0.15\% b \times h = 0,15\% \times 0,22 \times 4,75 = 15,67 \text{ cm}^2$

❖ **Longueur de la partie tendue  $L_t$**

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0.2\% b \times l_t$$

$$\text{Avec : } l_t = \frac{h}{2} \times \left(1 - \frac{h}{6e_G}\right) \Rightarrow l_t = 1,86$$

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0.2\% 0,2 \times 1 = 8,19 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$$A_{\min}^{\text{courante}} = 0.1\% b \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t = 4,75 - 2 \times 1,86$$

$$l_c = 1,03 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{\text{courante}} = 0.1\% \times 0,22 \times 1,03 = 2,26 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Avec -  $S_t = 10 \text{ cm}$  sur une longueur de  $L/10$  du voile

-  $S_t = 18 \text{ cm}$  en dehors de  $L/10$  du voile

➤ **Armatures horizontales**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 1158,146 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 1158,146 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,8} = 1,72 \text{ MPa}$$

✓ **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

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

$$A_h = \frac{1,72 \times 0,22 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15\% b \times S_t \Rightarrow A_{\min} = 0,66$$

➤ **Calcul du ferrailage sous  $N_{\min}$  et  $M_{\text{cor}}$**

$$N_{\min} = 147,87 \text{ KN (traction)}, M_{\text{cor}} = -8817,41 \text{ KN. m.}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 5,96 \text{ m} > \frac{l}{2} = 2,37 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'extérieure de la section}$$

Donc la section est partiellement comprimée

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = -8473,62 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = 0,094$$

$$\mu_{bu} = 0,094 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,124$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 4,47 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = -47,42 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -51,11 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 15,67 \text{ cm}^2$$

#### ✓ Choix des barres

#### Armatures verticales

$$\text{En zone tendu } A^{ZT} = 14HA20 = 43,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone comprimée } A^{Zc} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

#### Choix des armatures horizontales

$$A_h = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

**Tableau V.20.** Sollicitations et ferrailage du voile  $V_{x1}$  dans tous les niveaux

Niveau	S-Sol, 2 E. Sol	RDC et 1 <sup>er</sup> Etage	2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> Etage	4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> Etage	6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> Etage
Section	0,22x5,3	0,22x5,3	0,22x5,3	0,22x5,3	0,22x5,3
N(KN)	12511,4	18467,28	11418,09	6091,21	2562,71
M(KN.m)	2436,5	1306,026	2122,44	1310,75	662,28
V(KN)	1207,85	1504,411	1158,14	813,03	415,1
$\tau$ (MPa)	1,84	2,26	1,72	1,2	0,61
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	53,40	50,9	43,72	18,19	15,48
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	15,35	15,51	15,68	15,84	16,01
$L_t$	1,97	0	2,03	1,99	1,92
$A_{min}^{tendu}$ (cm <sup>2</sup> )	8,69	0	8,91	8,74	8,44
$N^{barre}/\text{face}$	17HA20	17HA20	14HA20	12HA14	12HA14
$A_{z.tendu}$	<b>53,41</b>	<b>53,41</b>	<b>43,98</b>	<b>18,47</b>	<b>18,47</b>

$S_t$ (cm)	18	18	18	18	18
Lc	0,7		0,7	0,83	1,01
$A_{min}^{comp}$ (cm <sup>2</sup> )	1,54	1,03	1,54	1,82	2,22
$A_{z.compr}$	<b>1,57</b>	<b>1,57</b>	<b>1,57</b>	<b>2,26</b>	<b>2,26</b>
$N^{barre}/face$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA12	2HA12
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	2,52	3,11	2,37	1,65	0,83
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>3,14</b>	<b>3,14</b>	<b>3,14</b>	<b>1,57</b>	<b>1,57</b>
$N^{barre}$	4HA10	4HA10	4HA10	2HA10	2HA10
$S_t$ (cm)	18	18	18	18	18

**Tableau V.21.** Sollicitations et ferrailage du voile  $V_{y1}$  dans tous les niveaux

Niveau	S-sol, 2 E. sol	RDC, et 1 <sup>er</sup> Etage	2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> Etage	4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> Etage	6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> Etage
Section	0,22×3,4	0,22×3,4	0,22×3,4	0,22×3,4	0,22×3,4
N(KN)	2393,97	3708,389	1427,322	229,721	392,259
M(KN.m)	685,820	5925,85	-2820,01	1585,51	-694,258
V(KN)	1755,356	-1887,504	-1490,764	545,949	653,92
$\tau$ (MPa)	4,51	4,76	3,07	1,33	1,57
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	41,3	33,88	11,9	11,49	9,60
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	9,07	9,24	9,40	9,57	9,73
$L_t$	1,15	0,99	1,08	1,35	0,7
$A_{min}^{tendu}$ (cm <sup>2</sup> )	5,34	4,36	3,58	5,93	4,69
$A_{z.tendu}$	<b>43,6</b>	<b>34,18</b>	<b>12,32</b>	<b>12,32</b>	<b>10,08</b>
$N^{barre}/face$	12HA14+8HA20	8HA12+8HA20	8HA14	8HA14	8HA10+4A12
$S_t$ (cm)	18	18	20	20	20
$A_{min}^{comp}$ (cm <sup>2</sup> )	0,7	1,8	2,19	0,45	1,8
$A_{z.compr}$	<b>2,20</b>	<b>2,26</b>	<b>2,26</b>	<b>2,26</b>	<b>2,26</b>
$N^{barre}/face$	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0,62	6,04	5,17	1,83	2,16
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
$N^{barre}$	2HA8	4HA14	4HA14	2HA12	2HA12
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1,01</b>	<b>6,16</b>	<b>6,16</b>	<b>2,26</b>	<b>2,26</b>
$S_t$ (cm)	18	18	18	18	18

**Tableau V.22.** Sollicitations et ferrailage du voile  $V_{y2}$  dans tous les niveaux

Niveau	S-Sol, 2E.Sol	RDC et 1 <sup>er</sup> Etage	2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> Etage	4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> Etage	6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> Etage
Section	0,22×1,85	0,22×1,85	0,22×1,85	0,22×1,85	0,22×1,85

N(KN)	593,21	565,229	216,09	1321,279	258,156
M(KN.m)	1800,59	929,24	729,92	511,604	748,659
V(KN)	388,64	316,259	272,16	213,588	129,255
$\tau$ (MPa)	1,8	1,47	1,22	0,94	0,53
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	29,36	10,46	15,03	10,8	9,33
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	5,032	5,11	5,2	5,28	5,36
$L_t$	0,16	0,64	0,74	0,47	0,16
$A_{min}^{tendu}$ (cm <sup>2</sup> )	3,07	2,84	3,16	3,16	3,24
$A_{z.tendu}$	<b>31,42</b>	<b>11,31</b>	<b>15,33</b>	<b>11,31</b>	<b>11,31</b>
$N^{barre}/face$	10HA20	10HA12	6HA10+6HA12	10HA12	10HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20
$A_{min}^{comp}$ (cm <sup>2</sup> )	0,28	0,52	0,31	0,36	0,33
$A_{z.compr}$	<b>1,01</b>	<b>1,01</b>	<b>1,01</b>	<b>1,01</b>	<b>1,01</b>
$N^{barre}/face$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	2,07	2,02	1,62	1,3	0,74
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,66	0,66	0,4	0,5	0,6
$N^{barre}$	2HA12	2HA12	2HA12	2HA10	2HA8
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>2,26</b>	<b>2,26</b>	<b>2,26</b>	<b>1,57</b>	<b>1,01</b>
$S_t$ (cm)	18	18	18	18	18

Tableau V.23. Sollicitations et ferrailage du voile  $V_{y3}$  dans tous les niveaux

Niveau	S-Sol, 2 E. Sol	RDC et 1 <sup>er</sup> Etage	2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> Etage	4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> Etage	6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> Etage
Section	0,22×1,3	0,22×1,3	0,22×1,3	0,22×1,3	0,22×1,3
N(KN)	552,553	637,275	530,432	396,316	6,52
M(KN.m)	3,200	1,564	0,1233	-1,797	88,18
V(KN)	109,259	39,3	31,05	23,93	20,21
$\tau$ (MPa)	0,79	0,28	0,26	0,17	0,13
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	14,06	13,69	13,26	10,03	5,85
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3,22	3,3	3,38	3,38	3,54
$L_t$	0,35	0,14	0,5	0,5	0,48
$A_{min}^{tendu}$ (cm <sup>2</sup> )	2,07	0,6	2,2	2,2	2,09
$A_{z.tendu}$	<b>15,21</b>	<b>15,21</b>	<b>13,57</b>	<b>13,57</b>	<b>6,28</b>
$N^{barre}/face$	8HA12+4HA14	8HA12+4HA14	12HA12	12HA12	8HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20
$L_c$	0,1	0,45	0	0,03	0,44
$A_{min}^{comp}$ (cm <sup>2</sup> )	0,08	1,06	2,25	0,06	0,27

$A_{z.compr}$	1,01	1,57	2,26	1,01	1,01
$N^{barre}/face$	2HA8	2HA10	2HA12	2HA8	2HA8
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1,09	0,38	0,3	0,23	0,18
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66
$N^{barre}$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	1,57	1,01	1,01	1,01	1,01
$S_t$ (cm)	18	18	18	18	18

### ➤ Schémas de ferrailage

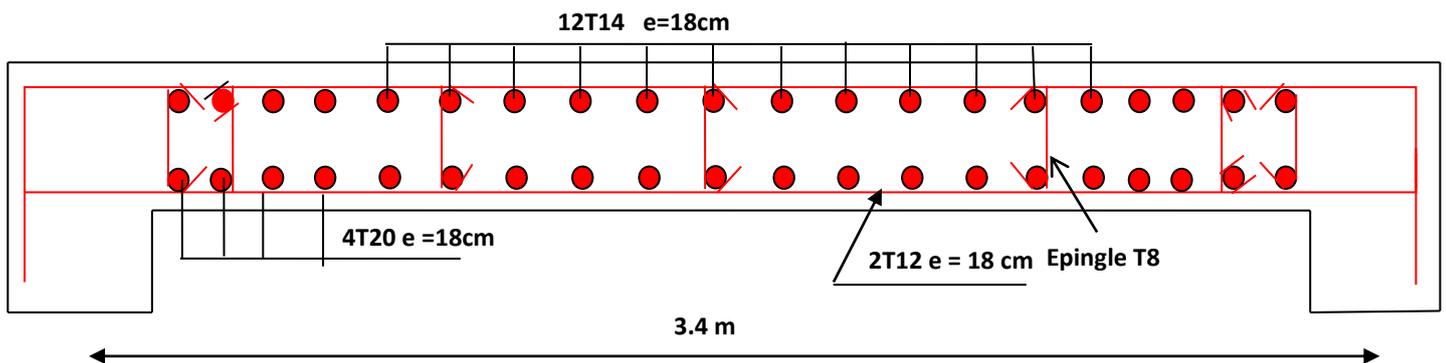


Figure V.16. Schéma de ferrailage du Voile  $V_{y1}$  au niveau S-Sol

### 5. Conclusion

Les éléments principaux constituent les éléments qui assurent le contreventement de la structure. Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments principaux.

- Les poteaux ont été calculés et ferrillés. Le ferrillage adopté est le maximum donné par le RPA. Il est noté que le ferrillage minimum RPA est souvent plus important que celui calculé Par le BAEL. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.
- Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel SAP 2000.
- Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée, les sollicitations données par le SAP
- Les ferrilles adoptées respectent les recommandations de RPA et le BAEL.

# CHAPITRE VI

## Chapitre VI : l'infrastructure

### 1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

### 2. Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

ELU, ELS

### 3. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,6 bar pour une profondeur d'ancrage de 1,8 m.

### 4. Choix du type de fondation

#### 4.1. Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

$N$  : L'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel SAP 2000 V14.  $N = 1872,766 \text{ KN}$

$S$  : Surface d'appuis de la semelle.  $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.  $\bar{\sigma}_{sol} = 1,6 \text{ bar}$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,65}{0,65} \times \frac{2176,59}{160}} \Rightarrow B \geq 3,83 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1,3m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

#### 4.2. Vérification de la semelle filante.

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d'être la plus sollicitée.

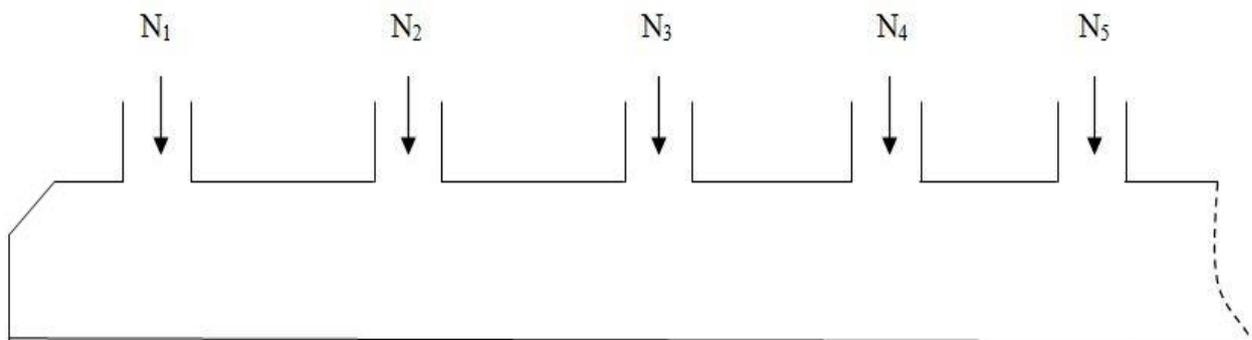


Figure VI.1. Semelle filante

La surface totale des semelles est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$N_i$ : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 2076,43 \text{ KN} ; N_4 = 2131,07 \text{ KN}$$

$$N_2 = 2249,08 \text{ KN} ; N_5 = 2203,68 \text{ KN}$$

$$N_3 = 2176,59 \text{ KN} ; N_6 = 1640,65 \text{ KN}$$

;

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 12477,75 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{12477,75}{160 \times 21,8} = 3,57 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 1,3m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

#### 4.3. Radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution.

**4.3.1. Caractéristiques géométriques du radier**

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition de coffrage :**

$h_t$  : hauteur des nervures.

$h_r$  : hauteur de la dalle.

$L_{max}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $L_{max} = 4.6m$ )

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{530}{20} = 26,5 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{530}{10} = 53 \text{ cm}$$

➤ **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$K$  : coefficient de raideur du sol  $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$  (sol moyen);

$E$  : module d'élasticité du béton :  $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$  ;

$b$  : largeur de la semelle ;

$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}$ , inertie de la semelle ;

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5,3^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 69,96 \text{ cm}$$

Donc,  $h_t \geq 69,96 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 80 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,80^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3,42 \text{ m}$$

$L_{max} = 5,3 \leq \frac{\pi}{2} 3,26 = 5,37 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

➤ **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{52360,768}{160} = 327,254 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est :  $S_{bat} = 414,2 m^2 \Rightarrow$  donc on adopte :  $S_{rad} = S_{bat} = 414,2 m^2$  (Le radier comporte pas de débord)

### ➤ Dimensions du radier

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure  $h_t = 80\text{cm}$  ;

Hauteur de la table du radier  $h_r = 35\text{cm}$  ;

Enrobage  $d' = 5\text{cm}$ .

La surface du radier  $S_{rad} = 414,2 m^2$

### 4.3.2. Vérifications nécessaires

#### ➤ Vérification de la contrainte dans le sol

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,16 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

D'après le programme « **GEOSEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 14888 m^4 \quad \text{et} \quad X_G = 10,87 m \quad ; \quad I_y = 13951,3 m^4 \quad \text{et} \quad Y_G = 10,17 m$$

#### Remarque :

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient 3/2.

#### ❖ Sens X-X

Données :

$$N = 52,360 \text{ MN} ; M_x = 40,994 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{xG} = 14888 m^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{52,360}{414,2} + \frac{40,994}{14888} 10,17 = 0,1544 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{52,360}{414,2} - \frac{40,994}{14888} 10,17 = 0,0984 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,154 + 0,09}{4} = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,16 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

#### ❖ Sens-Y-Y

Données :

$$N = 52,360 \text{ MN} ; M_y = 39,261 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{yG} = 13951,3 m^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{52,360}{414,2} + \frac{39,261}{13951,3} \times 10,87 = 0,157 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{52,360}{414,2} - \frac{39,261}{13951,3} \times 10,87 = 0,095 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,157 + 0,095}{4} = 0,141 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0,16 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

$N_d$ : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 52360,76 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{52360,76 \times 4,6}{2 \times 414,2} = 290,748 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{290,748 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,116 \text{ m}, \text{ Soit } d = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_d$  : Effort normal de calcul.

$h_t$  : Hauteur total de la dalle du radier.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

❖ **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (50×55) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,60 + 0,8 = 1,4 \\ B = b + h_t = 0,65 + 0,8 = 1,45 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5,7 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_d = 2,176 \text{ MN} \leq 0,045 \times 5,7 \times 0,8 \times \frac{25}{1,5} = 3,42 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1,15$  (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 414,2 \text{ m}^2$  (surface du radier).

-  $H = 1,8$  m, (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 52360,76 \text{ KN} > 1,15 \times 1,8 \times 414,2 \times 10 = 8573,94 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

### 5. Ferrailage du radier général

Le radier se calcul comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

#### ➤ Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$N_u$  : L'effort normal ultime donné par la structure (plus le poids propre du radier)

$$N_u = 71758,477 + 3622,5 = 75380,977 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{75380,977}{414,2} = 181,991 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 4,6 - 0,65 = 3,95 \text{ m} ; L_y = 5,3 - 0,65 = 4,65 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,849 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0517 \\ \mu_y = 0,6678 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0517 \times 181,99 \times 3,95^2 \\ M_{0y} = 0,6678 \times 146,8 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 146,8 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 98,033 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ❖ Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 124,78 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 83,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -73,4 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0,35) m<sup>2</sup>

**Tableau VI.1.** Section d'armature du radier

Localisation		M(KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres	St (cm)
Travée	X-X	124,78	12,62	3,02	12,97	7HA12	15
	Y-Y	83,32	4,20	2,8	5,65	5HA12	20
Appui		- 73,4	6,03	2,8	6,79	6HA12	18

#### ❖ Condition de non fragilité

On a  $e = 35 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$  et  $\rho = 0,84 > 0,4$

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \left( \frac{3 - 0,84}{2} \right) \times 0,35 = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,35 = 2,8 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$N_s$  : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 52360,768 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{52360,768}{414,2} = 126,41 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0586 \\ \mu_y = 0,7655 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 115,577 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 88,47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Les moments corrigés**

$$M_{tx} = 98,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 75,199 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -57,78 \text{ KN.m}$$

**Vérification des contraintes**

**Tableau VI.2.** Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		$M_s$ KN.m	Y (cm)	I ( $\text{cm}^4$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	98,24	9,03	110095	9,48 < 15	Vérifiée	247,63 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	75,19	6,33	55937	7,51 < 15	Vérifiée	421,11 > 201,63	N. Vérifiée
Appui		-57,78	6,86	65298	9,3 < 15	Vérifiée	307,12 > 201,63	N. Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau VI.3.** Section d'armatureur du radier à l'ELS

Localisation		$M_s$ KN.m	$\beta$ ( $10^{-2}$ )	$\alpha$	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2 / \text{ml}$ )	$A_{adop}$ ( $\text{cm}^2 / \text{ml}$ )	N <sup>bre</sup> de barres	$S_t$ (cm)
Travée	x-x	98,24	0,54	0,388	18,65	18,85	6HA20	17
	y-y	75,19	0,41	0,291	13,76	14,07	7HA16	12
Appui		- 57,78	0,31	0,273	10,50	10,50	6HA14	17

❖ **Vérification des espacements**

Selon x-x:  $S_t \leq \begin{cases} \min(2,5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/6 = 16,66 \text{ cm} \end{cases}$

Selon y-y:  $S_t = 17 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

➤ **Schéma de Ferrailage du radier**

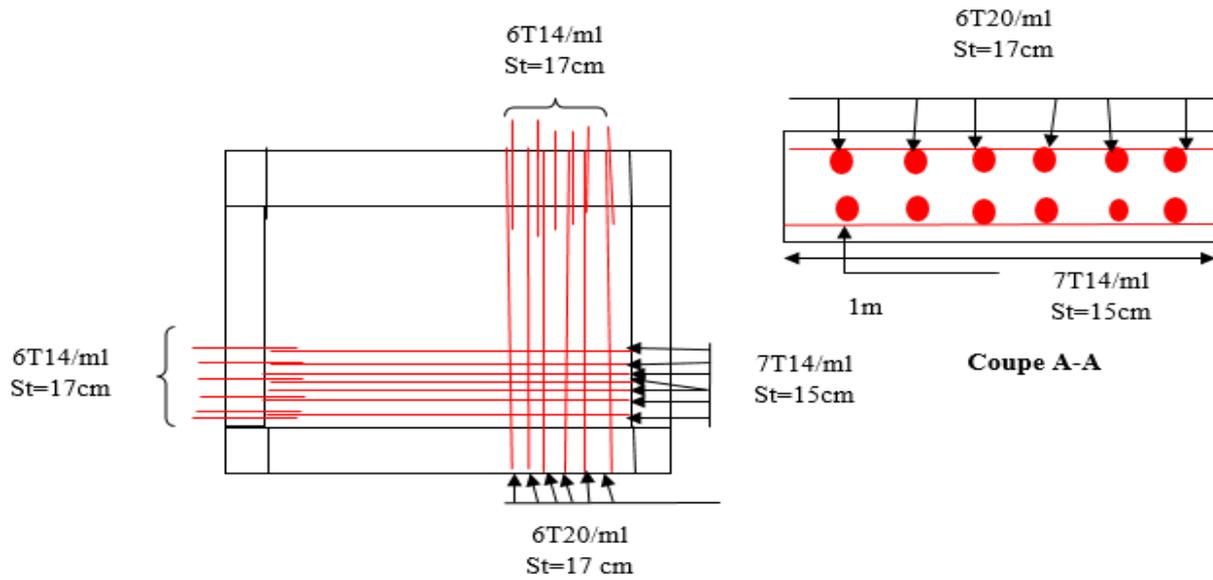


Figure VI.2. Schéma de ferrailage du radier

6. Etude des nervures

➤ Définition des charges qui reviennent sur les nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après

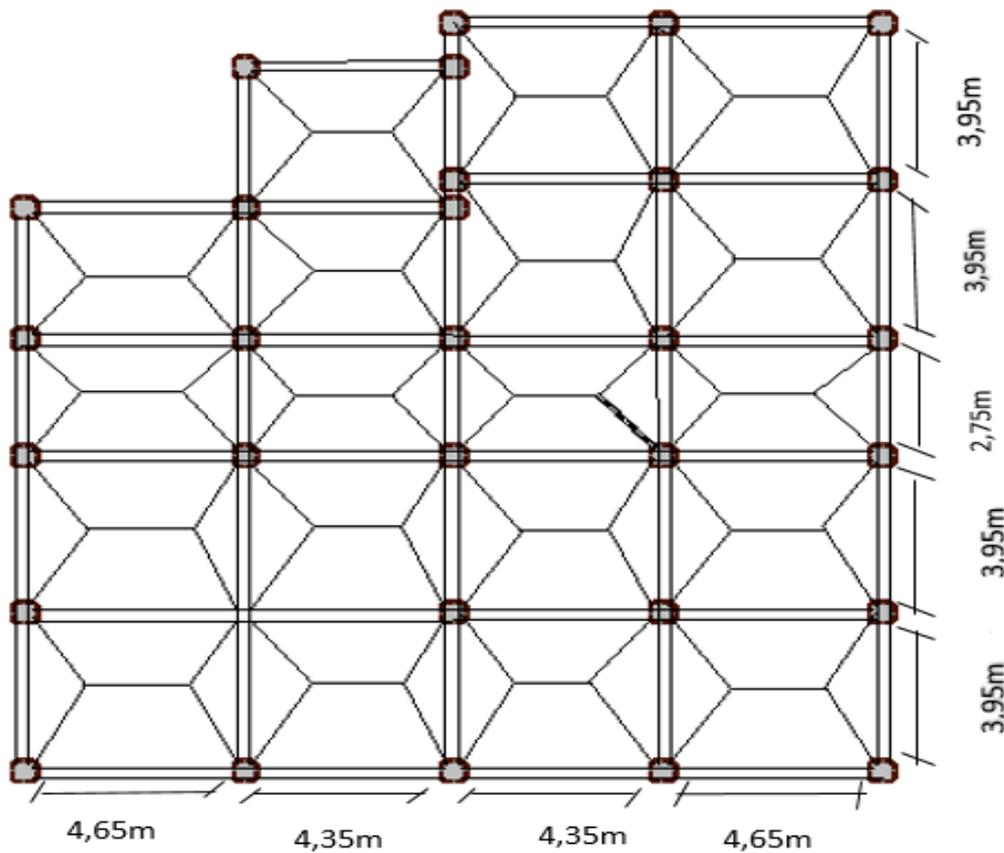


Figure VI.3. Schéma des lignes de rupture du radier

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

#### ❖ Charges triangulaires

$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$  : dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} \quad : \text{ Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

#### Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

#### ❖ Charges trapézoïdales

$$q_m = \frac{P}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right]$$

Avec :

$q_m$ : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

$q_v$ : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

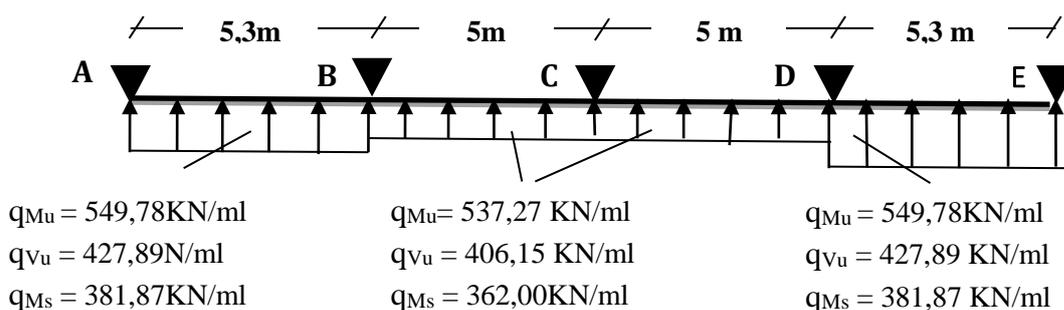
P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

#### ✓ Calcul des sollicitations

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

#### Sens X-X



**Figure VI.4.** Schéma statique de la nervure selon X-X

Sens-Y-Y

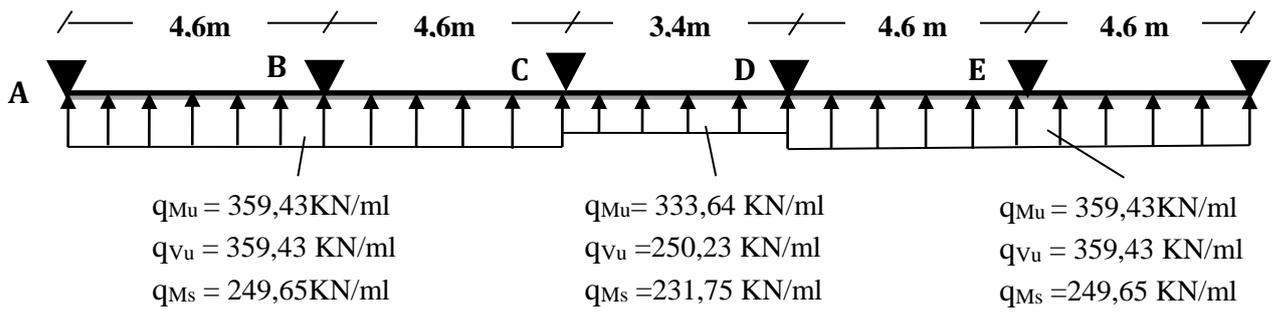


Figure VI.5. Schéma statique de la nervure selon Y-Y

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableaux VI.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens

sens	Travée	L (m)	qm (KN)	Mg (KN.m)	Ma (KN.m)	X0 (m)	M0 (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Va (KN)
X-X	AB	5,3	549,78	0	-1127,56	1,884	1485,95	975,646	1035,752	-1520,72
	BC	5	537,27	-1127,56	-765,56	2,33	1270,81	330,739	-1520,72	-1085,32
	CD	5	537,27	-765,477	-1127,56	2,02	1270,81	330,739	1085,324	1520,72
	DE	5,3	549,78	-1127,56	0	2,766	1485,95	975,646	1520,725	-1035,75
Y-Y	AB	4,6	359,43	0	-554,203	1,585	701,00	451,283	569,57	-850,179
	BC	4,6	359,43	-554,203	-326,915	2,135	701,00	265,048	-850,179	-652,333
	CD	3,4	333,64	-326,915	-326,915	1,375	315,39	-11,521	-652,333	652,333
	EF	4,6	359,43	-326,915	-554,203	1,815	701,00	265,048	652,333	850,179
	FG	4,6	359,43	-554,203	0	2,365	701,00	451,283	850,179	-569,57

Tableaux VI.5. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens

Sens	Travée	L (m)	qm (KN)	Mg (KN.m)	Ma (KN.m)	X0 (m)	M0 (KN.m)	Mt (KN.m)
X-X	AB	5,3	381,87	0	-776,421	1,884	1032,12	680,414
	BC	5	362,00	-776,421	-515,875	2,33	856,24	215,219
	CD	5	362,00	-515,875	-776,421	2,02	856,24	215,219
	DE	5,3	381,87	-776,421	0	2,766	1032,12	680,414
Y-Y	AB	4,6	249,65	0	-384,934	1,585	486,89	313,449
	BC	4,6	249,65	-384,934	-227,069	2,135	486,89	184,093
	CD	3,4	231,75	-227,069	-227,069	1,375	219,07	-7,993
	EF	4,6	249,65	-227,069	-384,934	1,815	486,89	184,093
	FG	4,6	249,65	-384,934	0	2,365	486,89	313,449

➤ Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

✓ **Détermination de la largeur b**

✓ **Sens X-X**

On a :

$$h = 0,8 \text{ m} ; h_0 = 0,35 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,65 \text{ m} ; d = 0,75 \text{ m}$$

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

$$\frac{b - 0,65}{2} \leq \min(1,375 \text{ m} ; 0,435 \text{ m})$$

Donc, b = 1,52 m.

✓ **Sens-Y-Y**

On a :

$$\frac{b - 0,65}{2} \leq \min(2,175 \text{ m} ; 0,275 \text{ m})$$

Donc, b = 1,20 m.

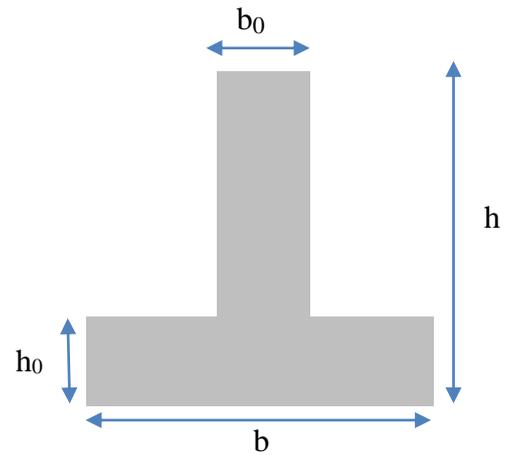


Figure VI.6. Schéma des nervures

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.6.** Résultats de 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> )	Choix des barres
X-X	Travée	975,64	37,41	14,31	49,09	10HA25
	Appui	-1127,56	43,52		49,09	10HA25
Y-Y	Travée	451,283	17,72	10,86	21,81	4HA20+8HA14
	Appui	--554,20	20,66		21,81	4HA20+8HA14

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{tmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(14; 22,85 ; 65) \text{ mm}$$

Soit  $\phi_t = 10 \text{ mm}$  et  $A_{trans} = 4\phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2$  (2 cadres  $\phi_{10}$ )

On adopte un espacement entre les armatures transversales  $St = 15 \text{ cm}$ .

➤ **Vérifications nécessaires**

✓ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$F.N \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 2,5 \text{ MPa}$$

Selon le Sens (x):  $\tau_u = \frac{1520,72 \times 10^{-3}}{1,52 \times 0,75} = 1,28 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Selon le Sens (y):  $\tau_u = \frac{850,17 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,75} = 0,95 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

✓ Vérification des contraintes

Tableau VI.7. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		$M_s$ (KN.m)	Y (cm)	I ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
X-X	Travée	680,41	19,11	1988077	6,54<15	Vérifiée	301<201,63	Non Vérifiée
	Appui	776,421	22,61	2739863	6,40<15	Vérifiée	234<201,63	Non Vérifiée
Y-Y	Travée	313,44	20,66	1744408	3,71<15	Vérifiée	146,46<201,63	Vérifiée
	Appui	-384,93	24,34	2378818	3,93<15	Vérifiée	112,94<201,63	Vérifiée

Remarque

Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées dans le sens x-x, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS

Tableau VI.8. Ferrailage des nervures à l'ELS

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$\beta$ ( $10^{-2}$ )	$\alpha$	$A_{cal}$ ( $cm^2 / ml$ )	$A_{adop}$ ( $cm^2 / ml$ )	N <sup>bre</sup> de barres
X-X	Travée	680,41	0,39	0,3	49,9	50,26	5HA32+5HA16
	Appui	776,421	0,45	0,32	57,47	64,75	5HA25+5HA32

✓ Schéma de ferrailage des nervures

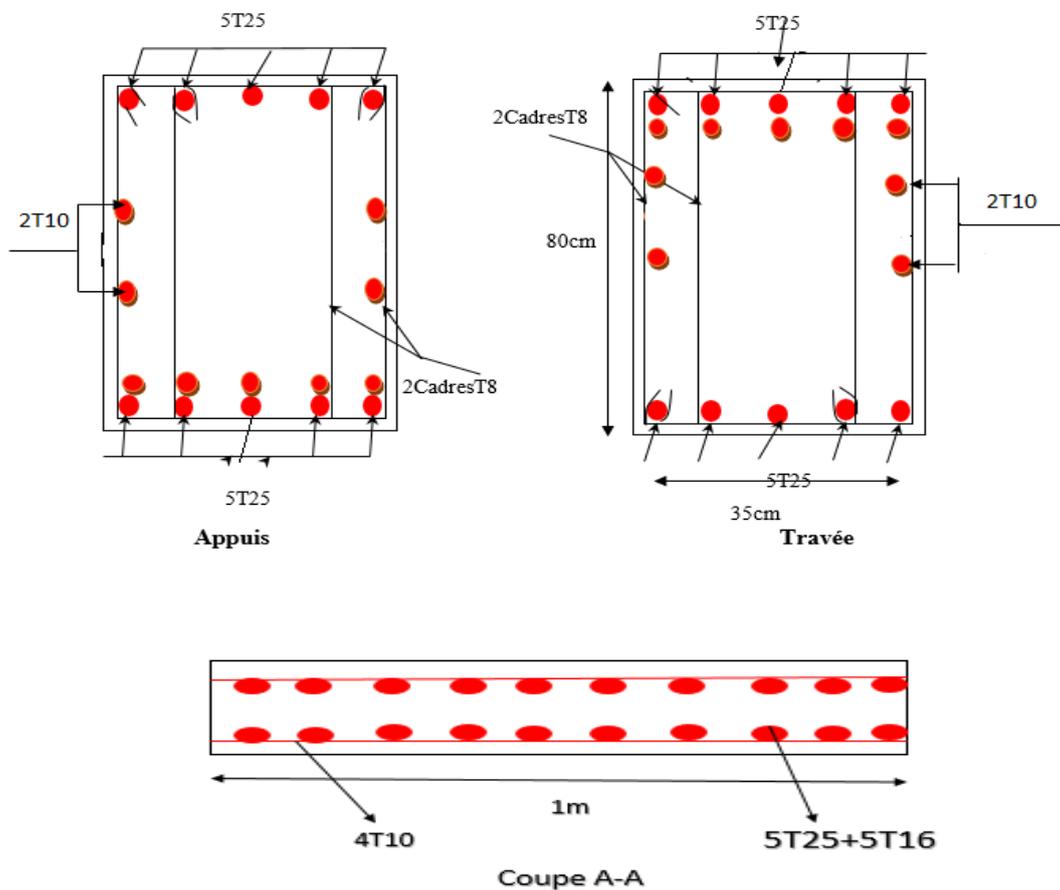
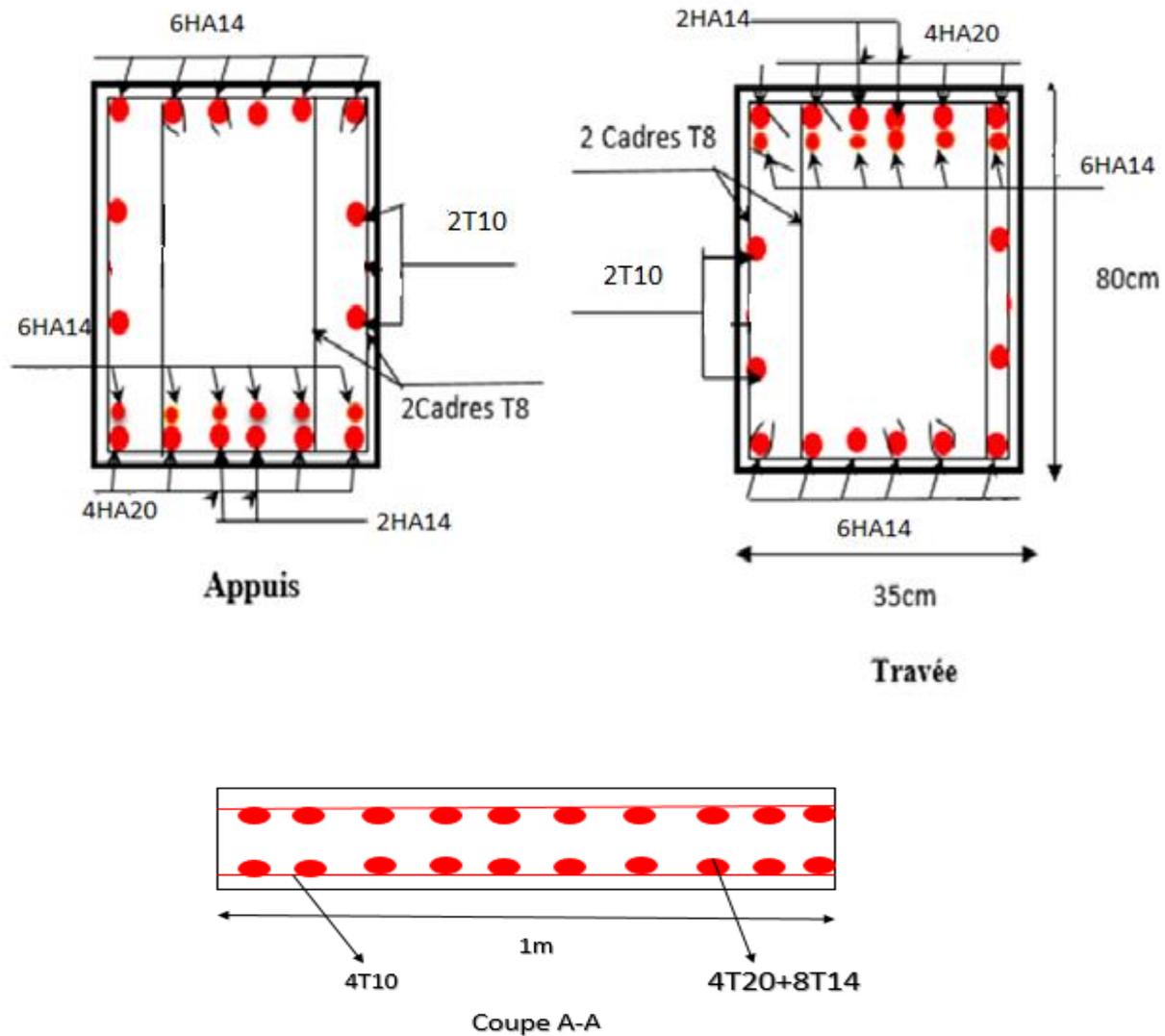


Figure VI.7. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x



**Figure VI.8.** Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y

### 8.conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Cette solution a été écartée car elles induisaient la même raison ont fait éclater la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté à des fondations sur radier général ayant les dimensions suivantes :

- Epaisseur du radier : 35cm
- Section des nervures (65x80)

# CONCLUSION

### Conclusion générale

Ce travail nous a été d'une grande importance puisqu'il nous a permis d'exploiter et d'évaluer nos connaissances acquises durant notre cursus, et d'apprendre les différentes méthodes de calcul, les concepts et les règlements gouvernant le domaine étudié.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

Le pré dimensionnement est une étape primordiale pour la conception de notre modèle.

La somme des coefficients de participation massique des modes de vibration représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment, d'où l'utilité des voiles de contreventement qui assurent un bon comportement dynamique de la structure.

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.

La disposition des voiles de contreventement ainsi que la rigidité des éléments principaux jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures contreventement mixtes, ils sont d'une très grande importance vis-à-vis la dissipation des efforts horizontaux.

La vérification de l'effort normal réduit peut conduire à l'augmentation de la section de certains poteaux.

Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.

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).

Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes revenant à la structure.

La modélisation doit, autant que possible, englober tous les éléments de la structure ; ceci permet d'avoir un comportement proche de réel.

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.

# BIBLIOGRAPHIE

---

## Bibliographie

- Règles de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL 91 modifiées99), Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Résumé sous forme d'organigrammes de la norme BAEL.
- Formulaire de calcul des sections en béton armé selon le BAEL91 et le CBA93.
- Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), charges permanentes et charges
- D'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988
- Règles de conception et de calcul des structures en béton arme (C.B.A.93), Edition CGS, Décembre 1993

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Anciens mémoires de fin d'études.

# ANNEXE

## ANNEXE 1

### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉE 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	0.0956	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
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

## Annexe 2

### Tableau des Armatures (en $\text{Cm}^2$ )

$\phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

## ANNEXE 3

### 8. CONCLUSIONS

Le site destiné pour la réalisation d'une promotion immobilière à AMAADEN OUADA à Oued Ghir est situé sur un terrain légèrement penté, Il est limité en amont par une route, de coté par un thalweg et tout autour par des terrains vagues.

La lithologie de site est constituée par une couverture végétale, des formations de pente composées par des argiles gravelo-caillouteuses avec passages de blocs gréseux.

Cette lithologie révélée par les sondages carottés montre une hétérogénéité verticale et horizontale des terrains sur le plan distribution des fractions granulaires et fines

Compte-tenu de la nature lithologique du terrain et des résultats des essais pénétrometriques, et les résultats des essais au laboratoire, nous vous recommandons des fondations superficielles, qu'il y a lieu d'ancrer à partir de **1.80m** de profondeur et de prendre une contrainte admissible **Qadm = 1.60 Bars.**

Le site d'étude est situé sur un versant légèrement penté, délimité par un thalweg d'où il y'a lieu de protéger le site contre les phénomènes de ravinement, effet de sape et d'érosion pouvant être causés par les ruissellements diffus des eaux pluviales

Afin d'assurer la stabilité du site il y'a lieu d'effectuer :

- Un drainage des eaux superficielles.
- Une protection et aménagement du thalweg
- Protection des talus par des dispositifs de confortement

La région de Bejaia est classée selon les recommandations du CGS(2003) en zone de sismicité moyenne IIa, d'où il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de la région dans le calcul de structures en béton armé.

Les analyses chimiques montrent que ces sols présentent une faible agressivité pour le béton de l'infrastructure

**Ingénieur charge de l'étude**

A.DJOUDE



**Le Directeur**

Directeur de L'atc  
A. DJOUDE

**PLAN DE**

**LA STRUCTURE**

## ***Résumé***

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment (R+7+2 E-Sol+S-Sol) en béton armé à usage multiple (d'habitation et bureaux) faisant partie de promotion immobilière de 194 logements avec service et parking intégrés, implanté à la commune d'Oued Ghir exact à AMAADAN OUADA de la wilaya de Bejaia qui est classée comme une zone à moyenne sismicité. La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles), sa conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA 99 version 2003, CBA93, BAEL91). L'étude dynamique a été faite sur le logiciel SAP2000.V 14. L'étude de l'infrastructure du bâtiment a abouti à une fondation de type radier général à cause de l'importance des charges transmises au sol d'assise.

**Mots clés :** Bâtiment, Béton armé, SAP2000.v14, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99. Radier, voile, modélisation, contreventement mixte, étude dynamique.

## ***Abstract***

This project presents a detailed study of a building (R + 7 + 2 E-Sol + S-Sol) made of reinforced concrete for multiple use (residential and office) making part of property development of 194 dwellings with service and parking integrated in the municipality of Oued Ghir at AMAADAN OUADA of the wilaya of Bejaia which is classified as an area with medium seismicity. The resistance of the building is ensured by a system of joint bracing (gantries + sails), its design has made in accordance with the building regulations in force (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91). The dynamic study was carried out on the software SAP2000.V 14. The study of the infrastructure of the building resulted in a foundation of general type raft because of the importance of the loads transmitted to the ground of foundation