

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE A. MIRA - BEJAÏA -  
FACULTE DES TECHNOLOGIES  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



*Mémoire de fin d'étude*

En vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil

*Option : matériaux et structures*

*Etude d'un hôtel (R+8+SOUS SOL) à usage  
d'habitation contreventé par un système mixte  
(voiles-portiques)*

Réalisé par :

ZENADI Hamza

KACI Adel

Encadré par :

M<sup>r</sup> OURABAH

Membres de jury :

- M<sup>r</sup> CHELOUAH
- M<sup>elle</sup> MEZIANI

2013-2014

# *Remerciements*

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

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

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

*A Mr. OURABAH : notre promoteur, pour avoir accepté de  
nous guider sur le bon chemin du travail.*

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

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

*Adel & Hamza*

## *Dédicaces*

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

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

- *A mon unique frère Slimane.*
- *A mes sœurs Kahina, Yamina et Saida.*
- *A tous mes amis (es) sans exception.*

*Adel*

## *Dédicaces*

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

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

- *A mes frères Mohand et Djamel.*
- *A mes sœurs Dalila et atika.*
- *A mes oncles et mes tantes.*
- *A tous mes amis (es) sans exception.*

*Hamza*

## LISTE DES TABLEAUX

Tab I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers.....	04
Tab II.1 : Tableau d'évaluation des charges des planchers d'une terrasse inaccessible.....	11
Tab II.2 : Tableau d'évaluation des charges des planchers d'une terrasse inaccessible.....	12
Tab II.3 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher Corp. creux (16+4).....	12
Tab II.4 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher Corp. creux (16+5).....	12
Tab II.5 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	13
Tab II.6 : Tableau d'évaluation des charges sur l'escalier N°1.....	13
Tab II.7 : Tableau d'évaluation des charges sur l'escalier N°2 et N°3.....	13
Tab II.8 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher dalle pleine d'une terrasse inaccessible...	14
Tab II. 9 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher dalle pleine.....	14
Tab II.10 : Tableau d'évaluation des charges sur l'acrotère.....	14
Tab II.11.La loi de dégression pour le poteau le P1.....	16
Tab II.12.Evaluation des charges « G ».....	17
Tab II.13. L'effort normal ultime « $N_u$ » dans chaque niveau .....	19
Tab II.14.Vérification de la résistance (compression simple).....	20
Tab II.15.Vérification au flambement .....	21
Tab III. 1 : Charges sur les poutrelles.....	29
Tab III.2 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 1).....	31
Tab III.3 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 2).....	31
Tab III.4 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 3).....	32
Tab III.5 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 4).....	32
Tab III.6 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 5).....	32
Tab III.7 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 6).....	33

Tab III.8 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (Type 1).....	33
Tab III.9: Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (Type 2).....	33
Tab III.10: Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher étage terrasse (Type 3).....	34
Tab III.11 : Sollicitation les plus défavorables des poutrelles (étage courant).....	34
Tab III.12 : Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (terrasse accessible).....	34
Tab III.13 : Les sollicitations maximales des poutrelles.....	35
Tab III.14.Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant .....	43
Tab III .15 : Calcul des sections d'armatures des poutrelles. (Plancher 16+5).....	44
Tab III.16 : Evaluation de la flèche dans le plancher (16+5).....	44
Tab III.17.Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible (type 3).....	45
Tab III.18 : Le ferrailage des différentes poutrelles .....	45
Tab III.19 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles .....	46
Tab III. 20 : Charges sur les poutrelles.....	47
Tab III.21 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 1).....	47
Tab III.22 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 4).....	48
Tab III.23: Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 2).....	48
Tab III.24: Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (Type3).....	48
Tab III.25 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (Type 1).....	49
Tab III.26 : Les sollicitations maximales des poutrelles.....	49
Tab III .27 : Calcul des sections d'armatures des poutrelles. (Plancher 16+4).....	50
Tab III.28 : Vérification des états limite de compression du béton.....	52
Tab III.29 : Evaluation de la flèche dans le plancher (16+4) .....	52
Tab III.30 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles .....	53
Tab III.31.Tableau de ferrailage de l'escalier N°1 en travée et aux appuis .....	55
Tab III.32. Vérification des contraintes à l'ELS .....	56
Tab III.33 : Les sollicitations de la poutre palière.....	57
Tab III.34 : ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	57
Tab III.35 : les sollicitations sur l'escalier.....	61

Tab III.36. Tableau de ferrailage de l'escalier N°1 en travée et aux appuis.....	61
Tab III.37. Vérification des contraintes à l'ELS .....	62
Tab III.38. Evaluation de la flèche dans la volée de l'escalier N°2.....	63
Tab III.39 : Les sollicitations de la poutre palière.....	64
Tab III.40 : ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	64
Tab III.41 : Evaluation de la flèche dans la partie 2 de l'escalier.....	69
Tab III.42. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	70
Tab III.43. Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis.....	70
Tab III.44. Calcul à l'ELS.....	73
Tab III.45. Résultats de ferrailage de la dalle sur deux appuis.....	75
Tab III.46. Résultats de ferrailage de la dalle sur trois appuis.....	78
Tab III.47. Evaluation de la flèche dans la dalle sur 03 appuis.....	79
Tab III.48. Résultats de ferrailage de la dalle sur trois appuis.....	81
Tab III.49. Evaluation de la flèche dans la dalle sur 04 appuis.....	82
Tab III.50. Résultats de ferrailage de la dalle sur trois appuis.....	84
Tab III.51. Evaluation de la flèche dans la dalle sur 04 appuis.....	85
Tab III.52. Résultats de ferrailage de la dalle sur trois appuis.....	86
Tab III.53. Evaluation de la flèche dans la dalle sur 04 appuis.....	88
Tab III.54. Calcul des moments et ferrailage correspondant.....	89
Tab III.55. Charge permanente revenant à l'acrotère .....	91
Tab III.56. Combinaisons d'action de l'acrotère.....	92
Tab III.57. Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie.....	98
Tab IV.1. Valeurs des pénalités $Pq$ .....	103
Tab IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	107
Tab IV.3. Vérification sous charges verticales .....	109
Tab IV.4. Vérification sous charges horizontales.....	110

Tab IV.5. Vérification de l'effort normal réduit.....	110
Tab IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	111
Tab IV.7. Vérification des déplacements.....	111
Tab IV.8. Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....	112
Tab V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	115
Tab V.2 : Vérification des contraintes tangentielles.....	118
Tab V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	118
Tab V.4 .Vérification de l'état limite de compression du béton.....	118
Tab V.5. Vérification de la flèche pour les poutres.....	119
Tab V.6. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	123
Tab V.7. Sollicitations dans les poteaux.....	124
Tab V.8. Ferrailage des poteaux.....	126
Tab V.9 : Calcul des armatures transversales.....	126
Tab V.10. Vérification du flambement pour les poteaux.....	127
Tab V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.....	128
Tab V.12. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	129
Tab V.13. Les moments résistants dans les poteaux.....	130
Tab V.14. Vérification de la zone nodale.....	130
Tab V.15: Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x1}$ // à $x-x'$ .....	134
Tab V.16. Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x1}$ dans tous les niveaux.....	136
Tab V.17. Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x2}$ dans tous les niveaux.....	137
Tab V.18. Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x3}$ dans tous les niveaux.....	138
Tab V.19. Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x4}$ dans tous les niveaux .....	138
Tab V.20. Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y1}$ et $V_{y3}$ dans tous les niveaux.....	139

Tab V.21.Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y2}$ dans tous les niveaux.....	139
Tab V 22.Résultats de ferrailage du gousset.....	141
Tab VI .1. Section des armatures du radier.....	149
Tab VI.2.Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	150
Tab VI.3.Sections d'armatures du débord.....	151
Tab VI.4. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal .....	153
Tab VI.5. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.....	154
Tab VI.6.Résumé des résultats de ferrailage des nervures.....	154
Tab VI.7 .Vérification de l'effort tranchant.....	155
Tab VI.8. Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	156
Tab VI.9. Section des armatures du voile périphérique.....	159
Tab VI.10. Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	160

## Liste des figures

Fig II.1 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux .....	02
Fig II.2 : panneau sur 02 appuis.....	03
Fig II.3.Dalle sur 03 appuis.....	03
Fig II.4. Dalle sur 04 appuis.....	03
Fig II.5 : Coupe verticale de l'escalier.....	04
Fig II.6: schémas statique de la première volée de l'étage Sous sol.....	04
Fig II.7: schémas statique de la deuxième volée de l'étage Sous sol.....	05
Fig II.8 : schémas statique de la première volée de RDC.....	06
Fig II.9: schémas statique de la première volée de RDC.....	06
Fig II.10: schémas statique de la 1 <sup>ere</sup> et 2 <sup>eme</sup> volées de RDC.....	07
Fig II.11: schémas statique de la 1 <sup>ere</sup> et 2 <sup>eme</sup> volées d'étage courant.....	07
Fig II.12: schémas statique de la première volée.....	08
Fig II.13: schémas statique de la troisième volée.....	08
Fig II.14 : Schémas de l'acrotère.....	10
Fig II.15. Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges.....	15
Fig III.1 : Schémas de disposition des poutrelles du plancher 16+5.....	27
Fig III. 2 : Schéma de la poutrelle de Type 2 de l'étage courant.....	29
Fig III. 3 : schéma d'une poutrelle.....	35
Fig III.4. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	46
Fig III. 5 : schéma d'une poutrelle.....	49
Fig III.6.Schéma de ferrailage de l'escalier N°1.....	56
Fig III.7 : Section creuse équivalente.....	58
Fig III.8.Schéma de ferrailage de la poutre palière d'escalier N°1.....	60
Fig III.9.Schéma de ferrailage de l'escalier N°2.....	63
Fig III.10 : Section creuse équivalente.....	65
Fig. III.11.Schéma de ferrailage de la poutre palière d'escalier N°2.....	67
Fig III .12. Schéma de ferrailage des volées 3 et 4.....	69
Fig III.13.Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	73
Fig III.14.Dalle sur 02 appuis.....	74
Fig III.15.schéma de ferrailage de la dalle sur 02 appuis.....	77
Fig III.16.Dalle sur 03 appuis.....	77

Fig III.17.Schéma de ferrailage d'une dalle sur 03 appuis.....	80
Fig III.18. dalle sur 04 appuis.....	80
Fig III.19.Schéma de ferrailage d'une dalle sur 04 appuis.....	83
Fig III.20. dalle sur 04 appuis.....	83
Fig III.21.Schéma de ferrailage d'une dalle sur 04 appuis.....	85
Fig III.22. dalle sur 04 appuis.....	86
Fig III.23.Schéma de ferrailage d'une dalle sur 04 appuis.....	88
Fig III .24. Schéma de ferrailage de la dalle sur un seul appui.....	90
Fig III.25.Coupe transversale de l'acrotère.....	91
Fig III.26.Section à ferrailer.....	93
Fig III.27. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).....	96
Fig III 28. Cage de l'ascenseur.....	96
Fig III.29 : Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur.....	101
Fig IV.1 : disposition des voiles.....	107
Fig IV.2 : 1 <sup>er</sup> mode de déformation.....	108
Fig IV.3 : 2 <sup>eme</sup> mode de déformation.....	108
Fig IV.4 : 3 <sup>eme</sup> mode de déformation.....	109
Fig V.1. Schéma de ferrailage des Poutres.....	121
Fig V.2 : Zone nodale.....	122
Fig V.3 : Réduction des poteaux.....	131
Fig V.4.Schéma de ferrallaige des poteaux.....	132
Fig V.5 : Schéma de ferrailage du voile Vx1.....	140
Fig V.6 : Schéma de ferrailage du gousset.....	143
Fig VI.1. Zone de contact poteau- radier.....	146
Fig VI.2. dalle sur 04 appuis.....	148
Fig VI.3 : Schéma de ferrailage de radier.....	151
Fig VI.4 : Schéma statique du débord.....	151
Fig VI.5 : Schéma de ferrailage du débord.....	152
Fig VI.6 : Charge transmise aux nervures sens x-x.....	153

Fig VI.7 : Charge transmise aux nervures sens x-x.....	153
Fig VI.8 : Section à ferrailer.....	154
Fig VI.9 : Schéma de ferrailage des nervures.....	157
Fig VI.10.Répartition des contraintes sur le voile.....	158
Fig VI.11.Schéma de ferrailage de voile périphérique.....	161

# 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.

$W_{cr}$  : 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)

# Sommaire

## Liste des figures

## Liste des tableaux

## Introduction générale

### Chapitre I : Généralités

- Introduction ..... 1
- Présentation de l'ouvrage ..... 1
- Caractéristique de la structure ..... 1
- Règlements et normes utilisés ..... 2
- Caractéristiques des matériaux utilisés ..... 2

### Chapitre II : prédimensionnement des éléments secondaire

- Introduction ..... 5
- Les planchers ..... 5
- Les escaliers ..... 7
- L'acrotère ..... 13
- La poutre de chaînage ..... 14
- Les voiles ..... 14
- Les poutres ..... 14
- Evaluation des charges et surcharges ..... 15
- Descente de charge ..... 18
- Vérifications ..... 23
- Conclusion ..... 26

### Chapitre III : Etude des éléments secondaire

- Introduction ..... 27
- Etude des planchers à corps creux ..... 27
- Etude des escaliers ..... 53
- Etudes des dalles pleines ..... 74
- Etude des poutres de chainages ..... 89
- Etude de l'acrotère ..... 90
- Etude de l'ascenseur ..... 96

## **Chapitre IV : Etude dynamique**

- Introduction ..... 102
- Méthodes de calcul ..... 102
- Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes ..... 106
- Modalisation et résultats ..... 107
- Conclusion ..... 113

## **Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux**

- Etude des poutres ..... 114
- Étude des poteaux ..... 122
- Étude des voiles ..... 132
- Etude d'un gousset ..... 140

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

- Introduction ..... 144
- Choix du type des fondations ..... 144
- Combinaisons d'actions à considérer ..... 144
- Etude des fondations ..... 144
- Le choix de fondation ..... 144
- Radier général ..... 102
- Ferrailage du débord ..... 151
- Ferrailage des nervures ..... 152
- Voile périphérique ..... 157

## **Conclusion générale**

## **Bibliographie**

## **Annexe**

# *Introduction Générale*

# Introduction générale

L'intensité des forces sismique agissant sur un bâtiment est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

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

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement en vigueur afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un hôtel de huit étages plus un sous sol et un rez de chaussée, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) conformément aux règles parasismiques en vigueur.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a pré dimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux. Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère. Nous avons ensuite effectué une étude dynamique dans le quatrième chapitre afin de trouver un bon comportement de notre structure par la mise en place des voiles. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du *RPA99 version 2003*. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel SAP2000. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre cinq et en fin l'étude des fondations fera l'objet du sixième chapitre.

# *Chapitre I*

## I.1. Introduction :

L'ingénieur en génie civil doit disposer des connaissances de base sur lesquelles il va prendre appui lors de l'étude d'une structure en béton armé, afin que cette dernière réponde à certaines exigences indispensables à son exploitation qui sont la sécurité et la durabilité ainsi que le prix de revient ou le facteur d'économie qui ne doit pas être ignoré.

## I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant objet de notre étude est hôtel (R+8+UN SOUS SOL), ce projet est implanté à TICHY (Bejaia) qui est classé par les règles parasismique algériennes (RPA 99 / VERSION 2003) comme zone de moyenne sismicité IIa.

## I.3. Caractéristique de la structure:

### I.3.1. Caractéristiques géométriques:

✓ Largeur en plan.....	<b>21.30m.</b>
✓ Longueur en plan.....	<b>28.71m.</b>
✓ Hauteur totale du bâtiment.....	<b>29.16m.</b>
✓ Hauteur du sous-sol.....	<b>03.06m.</b>
✓ Hauteur du RDC.....	<b>04.08m.</b>
✓ Hauteur des étages courants.....	<b>03.06m.</b>

### I.3.2. Données de site :

- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2B en vertu du RPA 99 version 2003.
- ❖ Le sol de notre site est constitué de limons sablonneux peu compacts en surface, à des sables argileux marneux moyennement compacts en profondeur.
- ❖ La contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 1,1 \text{ bars}$ .
- ❖ L'ancrage minimal des fondations : **D=2.8 m.**

### I.3.3 : Description structurale :

- ❖ **Les planchers :** constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.
  - ❖ **Les escaliers :** sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
  - ❖ **Les maçonneries :**
    - les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm
- Séparées par une âme d'air de 5cm.

- les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm
- ❖ **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.
- ❖ **Balcons** :  
Les balcons sont réalisés à corps creux.
- ❖ **L'infrastructure** :  
Elle assure les fonctions suivantes :
  - transmission des charges verticales et horizontales au sol.
  - limitation des tassements différentiels

#### **I.3.4. Choix du contreventement :**

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone **IIa**, d'introduire des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles), avec justification d'interaction portique-voile. Pour ce genre de contreventement il ya lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement ne doit pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises par les voiles et les portiques proportionnellement à leur rigidité relative ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

**I.4 : Règlements et normes utilisés** : Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖ DTR BC2.331

#### **I.5. Caractéristiques des matériaux utilisés :**

Les principaux matériaux utilisés dans la réalisation de ce projet sont :

- ✓ Le béton.
- ✓ L'acier.

### **I.5.1. Béton :**

#### **I.5.1.1. Définition :**

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), granulats (sable, gravier...), de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvants).

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de la conception des ouvrages en béton armé (BAEL).

Le rapport entre la quantité d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est mentionné sous la forme de rapport eau-ciment (E/C), est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente, le béton frais devient plus plastique et son ouvrabilité ainsi que compactibilité s'améliorent, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression
- Une souplesse d'utilisation
- Un entretien facile
- Une bonne résistance aux feux
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes

### **I.5.2. Aciers**

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité.

On distingue :

- **Les treillis soudés**

Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.

- **Les ronds lisses**

Ce sont des barres laminées de section circulaires.

- **Les barres de haute adhérence**

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique pour avoir une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

➤ **Caractéristiques mécaniques des aciers**

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de Rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

• **La contrainte limite des aciers**

Etat limite ultime: la contrainte de l'acier est  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Etat limite de service: on distingue les cas suivants:

- Fissuration peu nuisible

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

**Art (A.4.5.3.2) BAEL91**

- Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante. La contrainte est limitée à:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \quad \text{Art (A.4.5.3.3) BAEL91}$$

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

- Cas où la fissuration est très préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \quad \text{Art (A.4.5.3.4) BAEL91}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec:

$$\left[ \begin{array}{l} \eta=1 : \text{pour les ronds lisses, treilles soudés.} \\ \eta=1,6 : \text{pour les hautes adhérences } \phi \geq 6mm. \end{array} \right.$$

# ***Chapitre II***

## II.1. Introduction :

Ce chapitre consiste à pré dimensionner les éléments secondaires selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99, du CBA93 et DTR. Afin de résister et de reprendre les sollicitations, la transmission des charges se fait comme suit :

Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondation → sol.

## II.2. Prédimensionnement des Eléments secondaires :

Ce sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (escaliers, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).

### II.2.1. Les planchers :

Les planchers sont des aires, généralement horizontales limitant les étages et supportant les revêtements des sols, ils doivent être conçus de façon à :

- ✓ Supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation.
- ✓ Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement de sol particulier.
- ✓ Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- ✓ Transmission des charges et surcharges.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.
- Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est utilisé généralement pour les bâtiments à surcharge modérée tel que  $Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$ . Il est utilisé souvent en habitation pour la bonne isolation qu'il possède, aussi parce que il permet d'avoir un plafond uni.

#### II.2.1.1. Planchers à corps creux :

Le Prédimensionnement des planchers se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{Art B. 6. 8. 4. 2 CBA 93}).$$

Avec :

$h_t$  : =  $h + h_0$  : hauteur totale du plancher.

$h_0$  : hauteur de la dalle de compression.

$h$  : hauteur de l'hourdis (corps creux)

L : distance maximale entre nus de deux poutres (selon le sens de disposition des poutrelles).

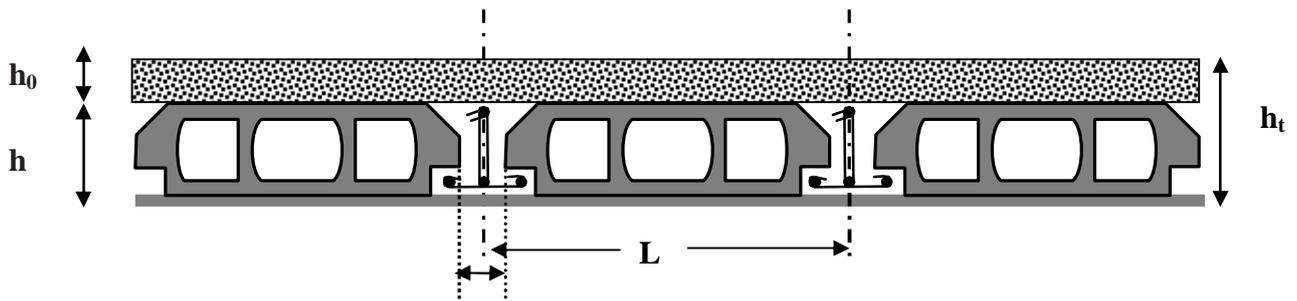


Figure. II.1 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

- **Sous-sol et RDC :**

Si on suppose que la largeur des poutres est de 0.3m  $\Rightarrow$  
$$\begin{cases} L = 4.57 - 0.3 = 4.27\text{m} \\ h_t \geq \frac{427}{22.5} = 18.97\text{cm} \end{cases}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux de 20 cm

Hauteur du corps creux :  $h = 16$  cm.

Hauteur de la dalle de compression :  $h_0 = 4$  cm

- **Etage 1 à 8 :**

$$\begin{cases} L = 5 - 0.3 = 4.70\text{m} \\ h_t \geq \frac{470}{22.5} = 20.88\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \text{soit } h_t = 21\text{cm}$$

Hauteur du corps creux :  $h = 16$  cm.

Hauteur de la dalle de compression :  $h_0 = 5$  cm

### II.2.1.2. Les dalles plaines :

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

#### 1. CRITÈRE DE RÉSISTANCE :

- $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$  pour une dalle sur deux appuis.
- $e \geq L_x/20$  pour une dalle sur un seul appui.
- $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$  pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

## 2. COUPE FEU :

- $e \geq 7\text{cm}$  pour une heure de coupe-feu ;
- $e \geq 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu.

**Panneau sur 02 appuis :**

$$\frac{145}{35} \leq e \leq \frac{145}{30} \Rightarrow 4.14\text{cm} \leq e \leq 4.83\text{cm}$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable :  $e \geq 11\text{cm}$   
On prend :  $e = 12\text{ cm}$

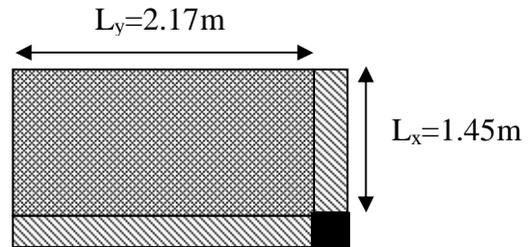


Figure II.2 : panneau sur 02 appuis

**Panneau sur 03 appuis :**

$$\frac{170}{50} \leq e \leq \frac{170}{40} \Rightarrow 3.4\text{cm} \leq e \leq 4.25\text{cm}$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable :  $e \geq 11\text{cm}$   
On prend :  $e = 12\text{ cm}$

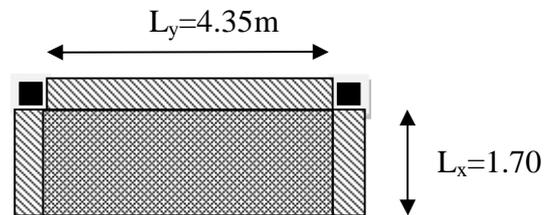


Figure. III.3.Dalle sur 03 appuis

**Panneau sur 04 appuis avec ouverture :**

$$\frac{588}{50} \leq e \leq \frac{588}{40} \Rightarrow 11.66\text{cm} \leq e \leq 14.7\text{cm}$$

$e \geq 11\text{cm}$   
On prend :  $e = 12\text{ cm}$

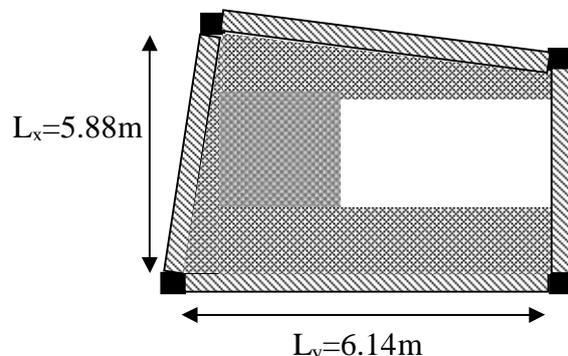


Figure. II.4. dalle sur 04 appuis

**II.2.2. Les escaliers :****II.2.2.1. Terminologie :**

- **La marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche** est la partie verticale, contre la marche.
- **L'embranchement** est la longueur utile de chaque marche.
- **Le giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- **La paillasse** supporte les marches.
- **Volée** c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

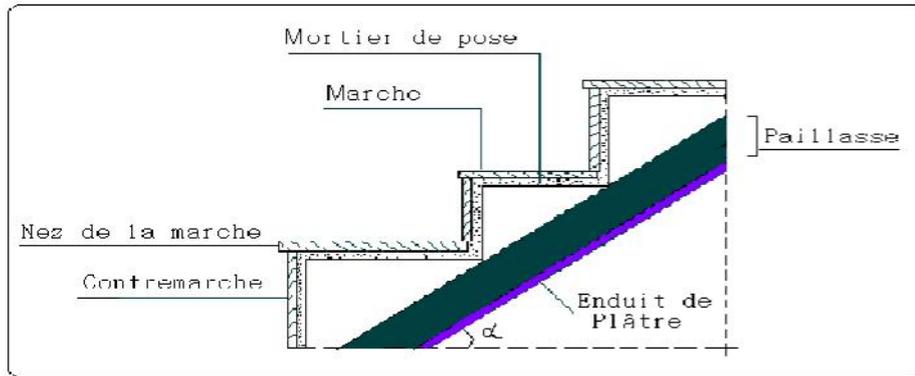


Figure II.5 : Coupe verticale de l'escalier.

Le dimensionnement revient à déterminer :

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

La formule très empirique de BLONDEL qui les lie est :

$$2h + g = m; \text{ avec } 60 \leq m \leq 65 \text{ cm}$$

Elle correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen.

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

Avec :

- $n$  : est le nombre de marches sur la volée.
- $H$  : hauteur de la volée.
- $L_0$  : longueur projetée de la volée.
- $n - 1$  : Nombre de marche.
- $L$  : longueur de la volée.

### II.2.2.2. Différents types d'escaliers :

- Escalier N°01

#### A.1) Sous sol

##### A.1.1) 1<sup>ère</sup> volée :

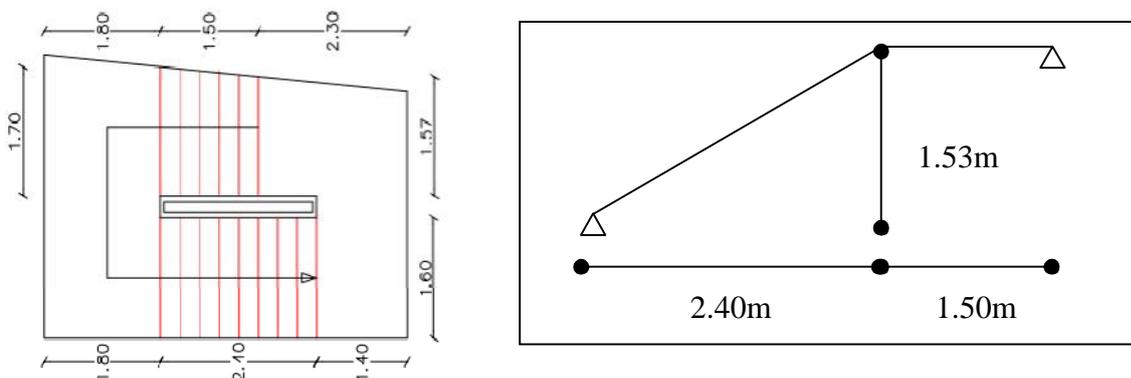


Figure II.6: schémas statique de la première volée de l'étage Sous sol

- **Epaisseur de la pailasse :**

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

$L_v$  : longueur de la volée

$L_p$  : longueur du palier du départ.

$L'_p$  : longueur du palier d'arrivée.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p \Rightarrow$$

$$L = \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} + 1.50 = 434.62 \text{ cm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{434.62}{30} \leq e \leq \frac{434.62}{20} \Rightarrow 14.48 \text{ cm} \leq e \leq 21.73 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : **e = 15 cm.**

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a :  $L_0 = 2.40 \text{ m}$  ;  $H = 1.53 \text{ m}$ .

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 1.53 + 2.40)n + 2 \times 1.53 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 9**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 8**

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

Donc : Le giron d'une marche est :  $g = 30 \text{ cm}$ .

La hauteur d'une contremarche est  $h = 17 \text{ cm}$ .

**A .1.2) 2<sup>eme</sup> volée :**

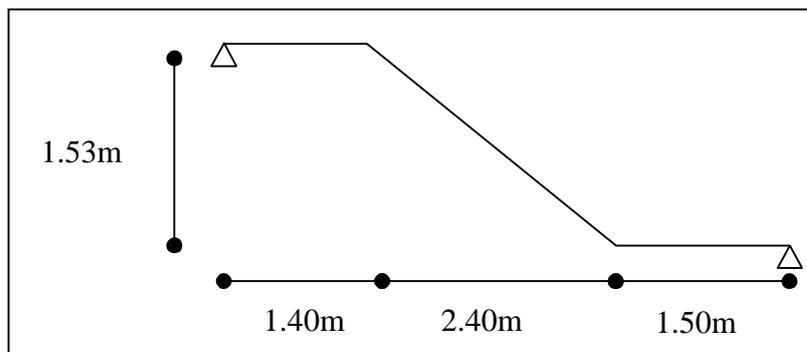


Figure II.7: schémas statique de la deuxième volée de l'étage Sous sol

De manière similaire on trouve :

- Le nombre de contre marche est :  $n = 9$
- Le nombre de marche est :  $n - 1 = 8$
- Le giron d'une marche est :  $g = 30\text{cm}$ .
- La hauteur d'une contremarche est  $h = 17\text{cm}$ .
- L'épaisseur de la paillasse est  $e = 20\text{cm}$ .

**A .2) RDC**

**A.2.1) 1<sup>ère</sup> volée :**

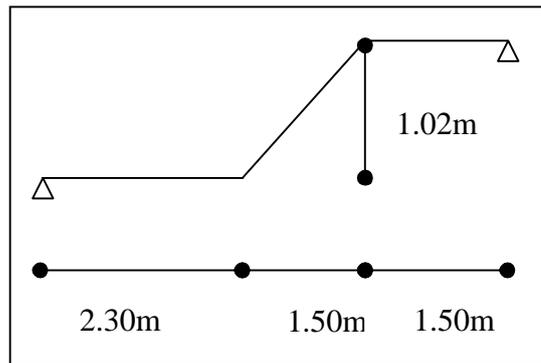


Figure II.8 : schémas statique de la première volée de RDC.

On trouve :

- Le nombre de contre marche est :  $n = 6$
- Le nombre de marche est :  $n - 1 = 5$
- Le giron d'une marche est :  $g = 30\text{cm}$ .
- La hauteur d'une contremarche est :  $h = 17\text{cm}$ .
- L'épaisseur de la paillasse est  $e = 20\text{cm}$

• Escalier N°02

**B.1) RDC**

**B.1.1) 1<sup>ère</sup> volée :**

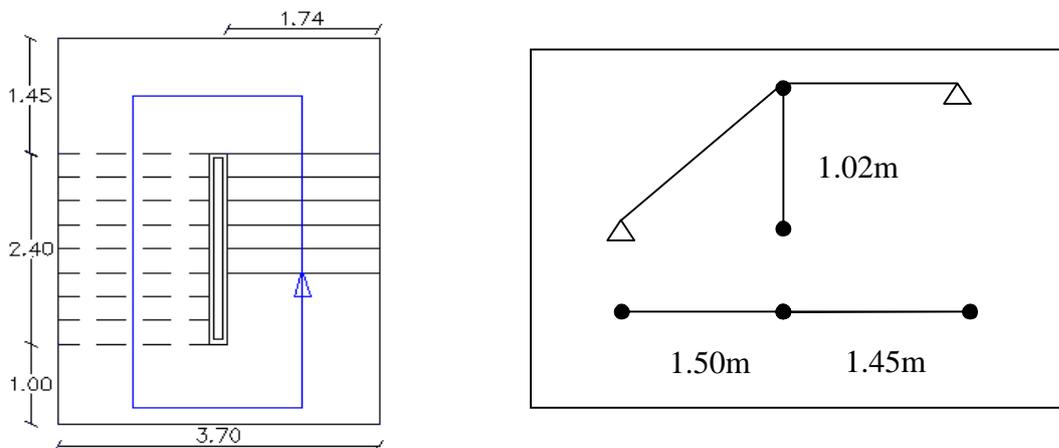


Figure II.9: schémas statique de la première volée de RDC.

On trouve :

- Le nombre de contre marche est :  $n = 6$
- Le nombre de marche est :  $n - 1 = 5$
- Le giron d'une marche est :  $g = 30\text{cm}$ .
- La hauteur d'une contremarche est :  $h = 17\text{cm}$ .
- L'épaisseur de la paillasse est  $e = 12\text{cm}$ .

**B.1.2) 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> volées :**

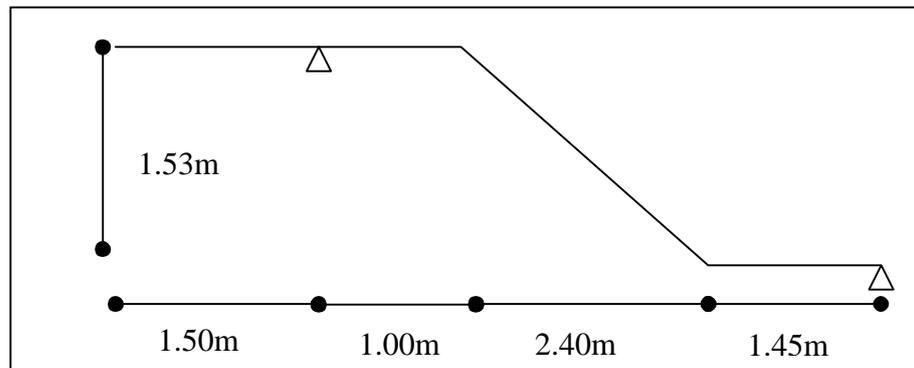


Figure II.10: schémas statique de la 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> volées de RDC.

On trouve :

- Le nombre de contre marche est :  $n = 9$
- Le nombre de marche est :  $n - 1 = 8$
- Le giron d'une marche est :  $g = 30\text{cm}$ .
- La hauteur d'une contremarche est :  $h = 17\text{cm}$ .
- L'épaisseur de la paillasse est  $e = 18\text{cm}$ .

❖ Le deuxième palier de ce type d'escalier est une dalle sur trois appuis

On prend :  $e = 14\text{ cm}$ . (condition du coupe feu).

**B.2) Etage courant**

**B.2.1) 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> volées :**

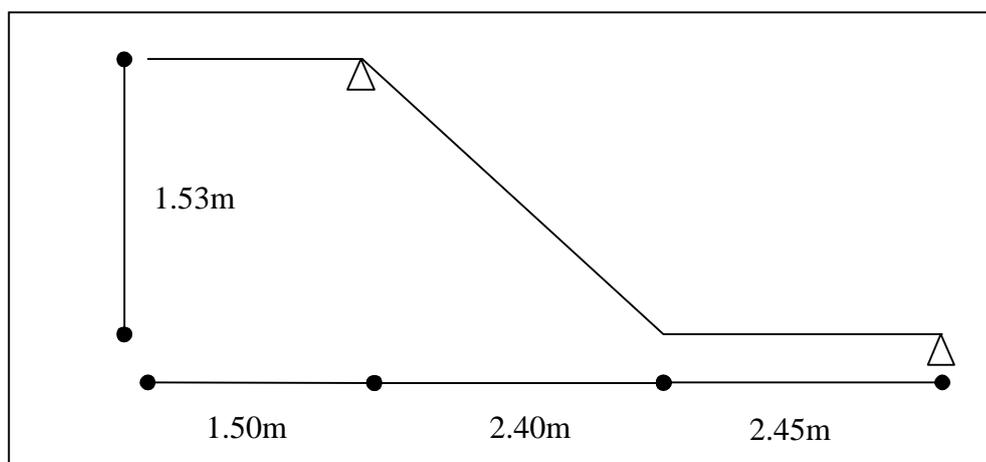


Figure II.11: schémas statique de la 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> volées d'étage courant.

On trouve :

- Le nombre de contre marche est :  $n = 9$
- Le nombre de marche est :  $n - 1 = 8$
- Le giron d'une marche est :  $g = 30\text{cm}$ .
- La hauteur d'une contremarche est :  $h = 17\text{cm}$ .
- L'épaisseur de la paillasse est  $e = 18\text{cm}$ .

❖ Le palier intermédiaire de ce type d'escalier est une dalle sur trois appuis

On prend :  $e = 14\text{ cm}$ . (condition du coupe feu)

• Escalier N°03

C.1) 1<sup>ère</sup> volée :

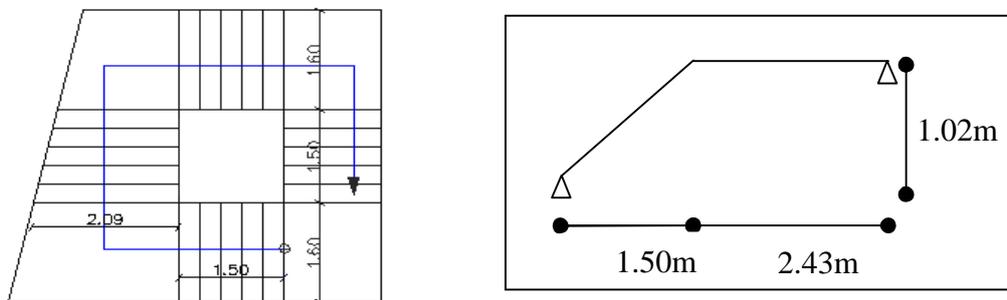


Figure II.12: schémas statique de la première volée.

On trouve :

- Le nombre de contre marche est :  $n = 6$
- Le nombre de marche est :  $n - 1 = 5$
- Le giron d'une marche est :  $g = 30\text{cm}$ .
- La hauteur d'une contremarche est :  $h = 17\text{cm}$ .
- L'épaisseur de la paillasse est  $e = 15\text{cm}$ .

C.2) 3<sup>ème</sup> volée :

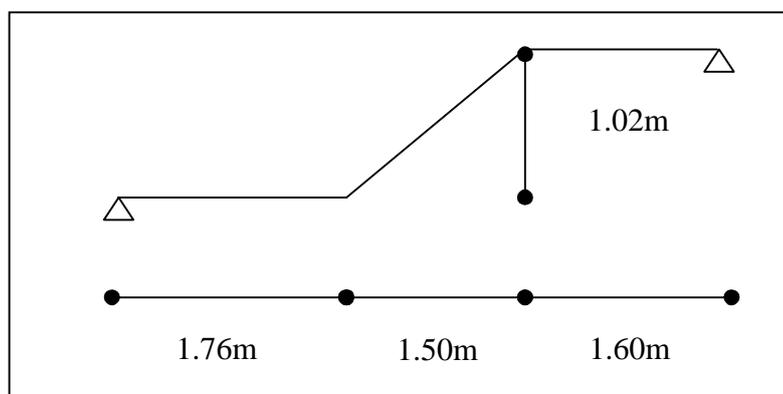


Figure II.13: schémas statique de la troisième volée.

On trouve :

- Le nombre de contre marche est :  $n = 6$
- Le nombre de marche est :  $n - 1 = 5$
- Le giron d'une marche est :  $g = 30\text{cm}$ .
- La hauteur d'une contremarche est :  $h = 17\text{cm}$ .
- L'épaisseur de la paillasse est  $e = 18\text{cm}$ .

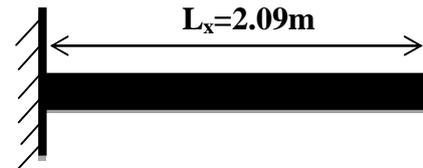
### C.3) 2<sup>ème</sup> volée:

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

- **Epaisseur de la paillasse :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{209}{20} \Rightarrow e \geq 10.45\text{cm} \\ e \geq 11\text{cm} \quad \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

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



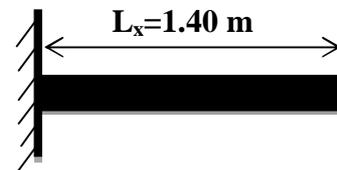
Donc : Le nombre de contre marche est :  $n=6$

- Le nombre de marche est :  $n - 1 = 5$
- Le giron d'une marche est :  $g = 30\text{cm}$ .
- La hauteur d'une contremarche est :  $h = 17\text{cm}$ .

### C.4) 4<sup>ème</sup> volée:

On trouve :

- Le nombre de contre marche est :  $n = 6$
- Le nombre de marche est :  $n - 1 = 5$
- Le giron d'une marche est :  $g = 30\text{cm}$ .
- La hauteur d'une contremarche est :  $h = 17\text{cm}$ .
- L'épaisseur de la paillasse est  $e = 12\text{cm}$ .



On optera une épaisseur de :  $\left\{ \begin{array}{l} 20\text{ cm} \text{ pour toute les volés de l'escalier N° 1.} \\ 18\text{ cm} \text{ pour toute les volés de l'escalier N° 2 et 3.} \end{array} \right.$

### II.2.3. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionné dans les plans d'architecture (figure II-11).

Il est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal  $N_G$  et une charge d'exploitation non pondérée estimée à  $1\text{ KN/ml}$  provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique  $F_p$ .

Surface de acrotère est :

$$S = 10 \times 60 + \frac{5 \times 5}{2} + 5 \times 5 + 10 \times 10$$

$$S = 0.07375 \text{ m}^2$$

$$P = 0.07375 \times 25 = 1.84375 \text{ KN/ml}$$

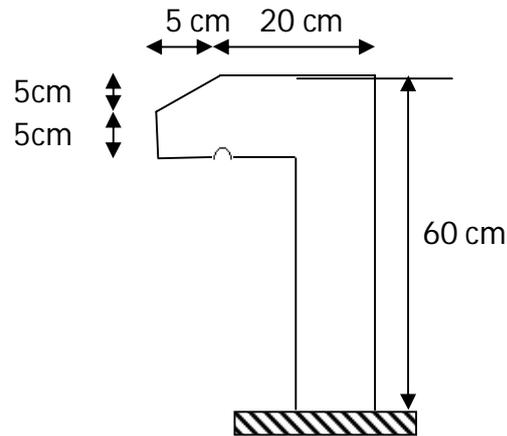


Figure II.14 : Schémas de l'acrotère

### II.2.3. La poutre de chaînage :

D'après le RPA99 version 2003 Art 9.3.3 la largeur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à  $2/3$  de l'épaisseur de l'élément supporté. Dans notre projet la poutre sert d'appui pour la double cloison, Alors on prend  $b = 30\text{cm}$  ;  $h = 30\text{cm}$ .

### II.3. Prédimensionnement des éléments principaux :

Ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).

#### II.3.1. Les voiles :

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, son épaisseur est donnée par les conditions du RPA suivantes :

- $e \geq h_e/20$  pour les voiles simples, et  $h_e$  : hauteur libre d'étage ;
- $e \geq 15\text{cm}$
- Pour étage courant  $h_e = 2.86\text{m}$
- Pour R.D.C.  $h_e = 3.88\text{m}$

D'où :

$$e \geq \frac{388}{20} = 19.4\text{cm. pour RDC}$$

$$e \geq \frac{286}{20} = 14.3\text{cm. pour (Étages courants)}$$

Soit :  $e = 15\text{cm}$  pour les étage courant

Et :  $e = 20\text{cm}$  pour le RDC. De plus pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{\min} \geq 4e. \text{ D'où } L_{\min} \geq 80 \text{ cm}$$

Donc tous les Voiles de notre bâtiment ont une largeur  $\geq 80\text{cm}$ .

#### II.3.2. Les poutres :

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

### II.3.2.1. Les poutres principales (P.P) :

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis. Leur prédimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche du CBA93 suivante :

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

Avec :

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

$L_{\max} = 6.03\text{m}$

$$\frac{603}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{603}{10} \Rightarrow 40.2\text{cm} \leq h_{pp} \leq 60.3\text{cm}$$

Soit :  $h = 45\text{ cm}$  et  $b = 40\text{ cm}$ .

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

- $b \geq 20\text{cm}$  Condition vérifiée
- $h \geq 30\text{cm}$  Condition vérifiée
- $\frac{h}{b} = \frac{45}{40} = 1.125 \leq 4$  Condition vérifiée

### II.3.2.2. Les poutres secondaires (P.S) :

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

Dans ce sens  $L_{\max} = 5.27\text{m}$  donc on adopte les mêmes dimensions que les poutres principales soit :  **$h = 45\text{cm}$   $b = 40\text{cm}$**

### II.3.3. Les poteaux :

#### II.3.3.1. Evaluation des charges et surcharges :

##### Terrasses inaccessible (16+4) :

Tableau II-1 : Tableau d'évaluation des charges des planchers d'une terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.05	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Isolation thermique	0.04	0.16
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.80
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Forme de pente	0.1	2.2
Total charges permanentes	<b>G = 6.43 kn/m<sup>2</sup></b>	
Total charges Exploitations	<b>Q = 1 kn/m<sup>2</sup></b>	

**Terrasses inaccessible (16+5) :**

Tableau II-2 : Tableau d'évaluation des charges des planchers d'une terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.05	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Isolation thermique	0.04	0.16
Plancher à corps creux (16+5)	0.21	3.05
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Forme de pente	0.1	2.2
Total charges permanentes	<b>G = 6.68 kn/m<sup>2</sup></b>	
Total charges Exploitations	<b>Q = 1 kn/m<sup>2</sup></b>	

**Plancher Etage courant (16+4) :**

Tableau II-3 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher Corp. creux (16+4)

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Cloisons de séparation	0.10	1.00
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de Sable	0.03	0.36
Plancher à corps creux	0.20	2.8
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	<b>G = 5.33 kn/m<sup>2</sup></b>	
Total charges Exploitations	<b>Q = 1.5 kn/m<sup>2</sup></b>	

**Plancher Etage courant (16+5) :**

Tableau II-4 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher Corp. creux (16+5)

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Cloisons de séparation	0.10	1.00
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de Sable	0.03	0.36
Plancher à corps creux	0.21	3.05
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	<b>G = 5.58 kn/m<sup>2</sup></b>	
Total charges Exploitations	<b>Q = 1.5 kn/m<sup>2</sup></b>	

**Murs extérieur et murs de séparation entre appartements :**

Tableau II-5 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Briques creuses	0.15	1.35
Lame d'air	0.05	0.00
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.02	0.4
<b>Total charges permanentes</b>	<b>G = 2.80 kn/m<sup>2</sup></b>	

**Les escaliers :**

Tableau II-6 : Tableau d'évaluation des charges sur l'escalier N°1

Désignation des éléments	Paliers (KN/m <sup>2</sup> )	Volées (KN/m <sup>2</sup> )
Poids de la dalle	5	5.93
Poids des marches	0.00	1.87
Mortier de pose	0.4	0.40
Carrelage	0.44	0.44
Lit de sable	0.36	0.36
Revêtement vertical	0.00	0.28
Enduit de ciment n	0.4	0.4
<b>Total G KN/m<sup>2</sup></b>	<b>6.6</b>	<b>9.68</b>
<b>Total Q KN/m<sup>2</sup></b>	<b>2.5</b>	<b>2.5</b>

Tableau II-7 : Tableau d'évaluation des charges sur l'escalier N°2 et N°3

Désignation des éléments	Paliers (KN/m <sup>2</sup> )	Volées (KN/m <sup>2</sup> )
Poids de la dalle	4.5	5.34
Poids des marches	0.00	1.87
Mortier de pose	0.4	0.40
Carrelage	0.44	0.44
Lit de sable	0.36	0.36
Revêtement vertical	0.00	0.28
Enduit de ciment	0.4	0.4
<b>Total G KN/m<sup>2</sup></b>	<b>6.1</b>	<b>9.09</b>
<b>Total Q KN/m<sup>2</sup></b>	<b>2.5</b>	<b>2.5</b>

**Panneau dalle pleine d'une terrasse inaccessible:**

Tableau II-8 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher dalle pleine d'une terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Gravillon de protection	0.05	1.00
Plancher dalle pleine	0.12	3
Forme de pente	0.1	2.2
Enduit de ciment	0.02	0.4
Total charges permanentes	<b>G = 6.72 kn/m<sup>2</sup></b>	
Total charges Exploitations	<b>Q = 1.5 kn/m<sup>2</sup></b>	

**Panneau dalle pleine (étage courant):**

Tableau II- 9 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher dalle pleine

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.03	0.54
Plancher dalle pleine	0.12	3
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	<b>G = 4.53 kn/m<sup>2</sup></b>	
Total charges Exploitations	<b>Q = 1.5 kn/m<sup>2</sup></b>	

**L'acrotère :**

Tableau II-10 : Tableau d'évaluation des charges sur l'acrotère

H <sub>auteur</sub> (cm)	E <sub>paisseur</sub> (cm)	Enduit en ciment	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/ml)
60	10	0.7	1.85	<b>1.0</b>	<b>2.55</b>

**II.3.3.2. Descente de charge :**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

On adopte au préalable les sections des poteaux suivantes :

- R.D.C, 1<sup>er</sup> étage, sous-sol : (b,h) = (55,55) cm<sup>2</sup>.
- 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup>, étage: (b,h) = (50, 50) cm<sup>2</sup>.
- 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup> étage : (b,h) = (45,45) cm<sup>2</sup>.
- 7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup> étage: (b,h) = (40,40) cm<sup>2</sup>.

❖ **La loi de dégression des charges d'exploitation :**

Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  les charges d'exploitations respectives des planchers des étages

1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : .....  $Q_0$ .
- Sous le dernier étage : .....  $Q_0 + Q_1$ .
- Sous l'étage immédiatement inférieur : .....  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$ .
- Sous l'étage immédiatement inférieur : .....  $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .
- Pour  $n \geq 5$  : .....  $Q_0 + (3 + n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$ .

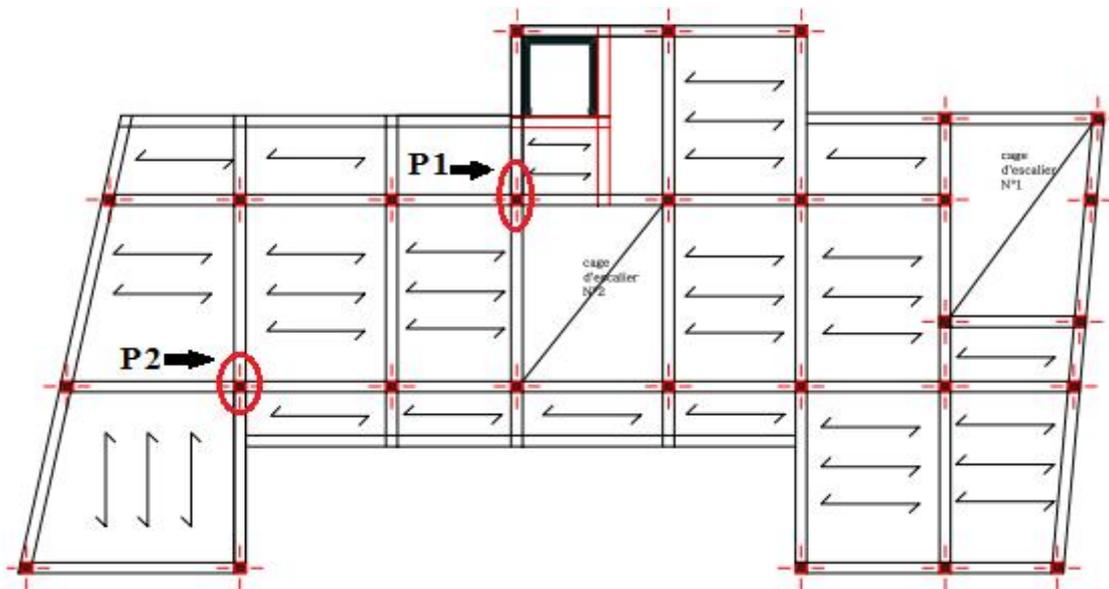


Figure. II.15. Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges.

**A) Poteau « P1 » :**

❖ **Surfaces afférentes pour le poteau P1 :**

1) Sous-sol :

$$S = (1.45 \times 2.38) + (1.8 \times 2.38) + (2.12 \times 1.80) + (2.12 \times 1.45) = 14.625 \text{ m}^2$$

2) RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage :

$$S_{\text{pali}} = (1.8 \times 2.38) = 4.284 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{pcc}} = (2.38 \times 1.45) + (2.12 \times 1.45) + (2.12 \times 1.8) = 10.341 \text{ m}^2$$

3) 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> étage :

$$S_{\text{pali}} = (1.8 \times 2.38) = 4.284 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{pcc}} = (2.38 \times 1.45) + (1.82 \times 1.8) = 6.727 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{balcon}} = (1.82 \times 1.45) = 2.639 \text{ m}^2$$

4) 8<sup>ème</sup> étage :

$$S_{\text{balcon}} = (1.82 \times 1.45) = 2.639 \text{m}^2$$

$$S_{\text{pcc}} = (2.38 \times 1.45) + (2.38 \times 1.8) = 7.735 \text{m}^2$$

❖ La loi de dégression :

Calcule des charges d'exploitation pour chaque étage :

$$Q = q \times S_{\text{afférente}}$$

1) Plancher Terrasse inaccessible :

$$Q = 2.639 \times 1 + 7.735 \times 1 = 10.374 \text{KN}$$

2) Plancher étage courants (étage 4, 5, 6 et 7) :

$$Q = 2.284 \times 2.5 + 6.727 \times 1.5 + 2.639 \times 3.5 = 25.037 \text{KN}$$

3) Plancher étage courants (RDC, étage 1, 2 et 3) :

$$Q = 4.284 \times 2.5 + 10.341 \times 1.5 = 26.221 \text{KN}$$

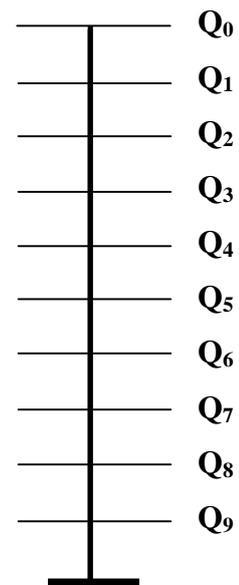
4) Plancher Sous-sol :

$$Q = 14.625 \times 1.5 = 21.937 \text{KN}$$

❖ **L'application de la loi de dégression** : les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.11. La loi de dégression pour le poteau le P1 :

$Q_i$	Q (KN)
$Q_0$	10.374
$Q_1$	<b>35.404</b>
$Q_2$	<b>57.931</b>
$Q_3$	<b>76.93</b>
$Q_4$	<b>90.49</b>
$Q_5$	<b>105.15</b>
$Q_6$	<b>118.71</b>
$Q_7$	<b>133.21</b>
$Q_8$	<b>145.69</b>
$Q_9$	<b>157.9</b>



• Evaluation des charges « G » pour le poteau P1 :

Tableau II.12.Evaluation des charges « G » :

<b>G<sub>i</sub></b>	<b>désignation</b>	<b>Section (m<sup>2</sup>)</b>	<b>G total (KN)</b>
<b>G<sub>0</sub></b>	L'acrotère	/	12.036
	Terrasse inaccessible	10.374	69.3
	Poids des poutres	0.45*0.40	34.875
	Poids de poteau	0.40*0.40	12.24
	Poids de poutre de chaînage	0.30*0.30	3.262
	Cloison double	9.96	27.888
	<b>total</b>	/	<b>159.601</b>
<b>G<sub>1</sub></b>	Venant de G <sub>0</sub>	/	159.601
	Poids du plancher étage courant	9.366	52.262
	Poids des poutres	0.45*0.40	34.875
	Poids de poteau	0.40*0.40	12.24
	Poids de palier	4.284	26.132
	Poids de poutre de chaînage	0.30*0.30	7.312
	Cloison double	18.478	51.74
<b>total</b>	/	<b>344.16</b>	
<b>G<sub>2</sub></b>	Venant de G <sub>1</sub>	/	344.16
	Poids du plancher étage courant	9.366	52.262
	Poids des poutres	0.45*0.40	34.425
	Poids de poteau	0.45*0.45	15.49
	Poids de palier	4.284	26.132
	Cloison double	18.478	51.74
	Poids de poutre de chaînage	0.30*0.30	7.312
<b>Total</b>	/	<b>531.521</b>	
<b>G<sub>3</sub></b>	Venant de G <sub>2</sub>	/	531.521
	Poids du plancher étage courant	9.366	52.262
	Poids des poutres	0.45*0.40	34.425
	Poids de poteau	0.45*0.45	15.49
	Poids de palier	4.284	26.132
	Cloison double	18.478	51.74
	Poids de poutre de chaînage	0.30*0.30	7.312
<b>Total</b>	/	<b>718.882</b>	

<b>G<sub>4</sub></b>	Venant de G <sub>3</sub>	/	718.882
	Poids du plancher étage courant	9.366	52.262
	Poids des poutres	0.45*0.40	33.975
	Poids de poteau	0.50*0.50	19.125
	Poids de palier	4.284	26.132
	Cloison double	18.478	51.74
	Poids de poutre de chaînage	0.30*0.30	7.312
<b>Total</b>		/	<b>909.428</b>
<b>G<sub>5</sub></b>	Venant de G <sub>4</sub>	/	909.428
	Poids du plancher étage courant	10.341	57.702
	Poids des poutres	0.45*0.40	33.975
	Poids de poteau	0.50*0.50	19.125
	Poids de palier	4.284	26.132
	Cloison double	18.478	51.74
	<b>Total</b>		/
<b>G<sub>6</sub></b>	Venant de G <sub>5</sub>	/	1098.102
	Poids du plancher étage courant	10.341	57.702
	Poids des poutres	0.45*0.40	33.975
	Poids de poteau	0.50*0.50	19.125
	Poids de palier	4.284	26.132
	Cloison double	18.478	51.74
	<b>Total</b>		/
<b>G<sub>7</sub></b>	Venant de G <sub>6</sub>	/	1286.776
	Poids du plancher étage courant	10.341	57.702
	Poids des poutres	0.45*0.40	33.525
	Poids de poteau	0.55*0.55	23.14
	Poids de palier	4.284	26.132
	Cloison double	18.478	51.74
	<b>Total</b>		/
<b>G<sub>8</sub></b>	Venant de G <sub>7</sub>	/	1483.015
	Poids du plancher étage courant	10.341	55.117
	Poids des poutres	0.45*0.40	33.525
	Poids de poteau	0.55*0.55	30.855
	Poids de palier	4.284	26.132
	Cloison double	8.782	24.59
	<b>Total</b>		/

<b>G<sub>9</sub></b>	Venant de G <sub>8</sub>	/	1649.234
	Poids du plancher étage courant	14.625	77.95
	Poids des poutres	0.45*0.40	33.525
	Poids de poteau	0.55*0.55	23.14
	Cloison double	15.79	44.212
	<b>Total</b>		<b>1828.061</b>
<b>Nu=1.35G+1.5Q=2704.732</b>			

**B) Poteau « P2 » :**

D'une manière semblable au calcul précédent on trouve :

A la base G=1631.38KN

Q=194.92KN

Donc Nu=2494.75KN

Les calculs montrent que le poteau « P<sub>1</sub> » est le plus sollicité.

- **Calcul de l'effort normal ultime N<sub>u</sub> :** N<sub>u</sub> est calculé comme suit : **Nu= 1.35 G + 1.5 Q**

Tableau II.13. L'effort normal ultime « N<sub>u</sub> » dans chaque niveau :

Niveau	G (KN)	Q(KN)	N <sub>u</sub> (KN)
N <sub>1</sub>	159.601	10.374	<b>231.022</b>
N <sub>2</sub>	344.16	35.404	<b>517.722</b>
N <sub>3</sub>	531.521	57.931	<b>804.449</b>
N <sub>4</sub>	718.882	76.93	<b>1085.885</b>
N <sub>5</sub>	909.428	90.49	<b>1363.462</b>
N <sub>6</sub>	1098.109	105.15	<b>1640.172</b>
N <sub>7</sub>	1286.776	118.71	<b>1915.212</b>
N <sub>8</sub>	1483.015	133.21	<b>2201.885</b>
N <sub>9</sub>	1649.234	145.69	<b>2445</b>
N <sub>10</sub> (base)	1828.061	157.9	<b>2704.732</b>

**II.3.3.3. Vérifications :**

- **L'effort normal ultime :**

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression ultime Nu de 10%, tel que :

$$N_u = 1.1*(1.35*G + 1.5*Q)$$

$$N_u = 1.1 \cdot (1.35 \cdot 1828.061 + 1.5 \cdot 157.9)$$

$$N_u = 2975.205 \text{ KN}$$

• **Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :**

On doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :  $\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u \times \theta \times \gamma_b}{0.85 \times f_{c28}} \Rightarrow B = 0.210 \text{ m}^2$$

On a :  $B = 0.55 \times 0.55 = 0.302 \text{ m}^2$   $B = 0.302 \geq 0.210 \text{ m}^2$  ..... Condition vérifiée.

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau II.14. Vérification de la résistance (compression simple) :

Niveau	$N_U$ (MN)	B (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Sous-sol ; RDC et 1 <sup>er</sup> étage	$2975.205 \times 10^{-3}$	0.3025	9.83	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> ; 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	$2106.733 \times 10^{-3}$	0.25	8.42	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	$1194.473 \times 10^{-3}$	0.2025	5.89	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> et le dernier poteau de la cage d'escalier	$569.494 \times 10^{-3}$	0.16	3.55	Vérifiée

• **Vérification au flambement :**

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$N_u \leq \overline{N_u} = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

$\alpha$  : Coefficient tenant compte de l'élançement.

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

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton = 1.5

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

$\lambda = \frac{l_f}{i}$  Avec  $l_f=0.7 \times l_0$  : la longueur de flambement.

$i$  : Rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$   $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$A_s \geq 0.8\% \times Br$ .

On prend  $A_s = 1\% \times Br$ .

$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]}$  **BAEL 91(7-4-2)**

$Br = (a-5) \times (b-5)$

Il faut vérifier que :  $Br \geq B_{rcal}$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau II.15.Vérification au flambement :

Type de poteau	B (m <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	λ	α	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> (KN)	B <sub>rcal</sub> (m <sup>2</sup> )
<b>55×55</b>	0.3025	2.86	2.002	12.6	0.825	<b>0.25</b>	2975.205	<b>0.1634</b>
	0.3025	3.88	2.716	17.11	0.811	<b>0.25</b>	2975.205	<b>0.1667</b>
<b>50×50</b>	0.25	2.86	2.002	13.87	0.824	<b>0.2025</b>	2106.733	<b>0.1162</b>
<b>45×45</b>	0.2025	2.86	2.002	15.41	0.818	<b>0.16</b>	1194.473	<b>0.0663</b>
<b>40×40</b>	0.16	2.86	2.002	17.33	0.810	<b>0.1225</b>	569.494	<b>0.0319</b>

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

• **Condition de RPA 99 :**

1.  $Min(b, h) \geq 25cm$  ..... vérifié.
2.  $min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} cm$  ..... vérifier.
3.  $0.25 < \frac{b}{h} < 4$  .....vérifier.

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

**II.4. Conclusion :**

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

- Poutres principales et secondaires ..... (40,45) cm<sup>2</sup>.
- Sous- sol, R.D.C et 1<sup>er</sup> étage ..... poteaux (55,55) cm<sup>2</sup>.
- 2<sup>ème</sup> .3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage .....poteaux (50,50) cm<sup>2</sup>
- 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage .....poteaux (45,45) cm<sup>2</sup>.
- 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage..... poteaux (40,40) cm<sup>2</sup>.

# *Chapitre III*

### III.1 : Introduction :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 /2003...).

### III .2 : Etude des planchers à corps creux :

#### III.2.1 : Les poutrelles des planchers (16+5) :

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

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

Le sens de disposition des poutrelles dans notre bâtiment et montré sur la figure (III.1)

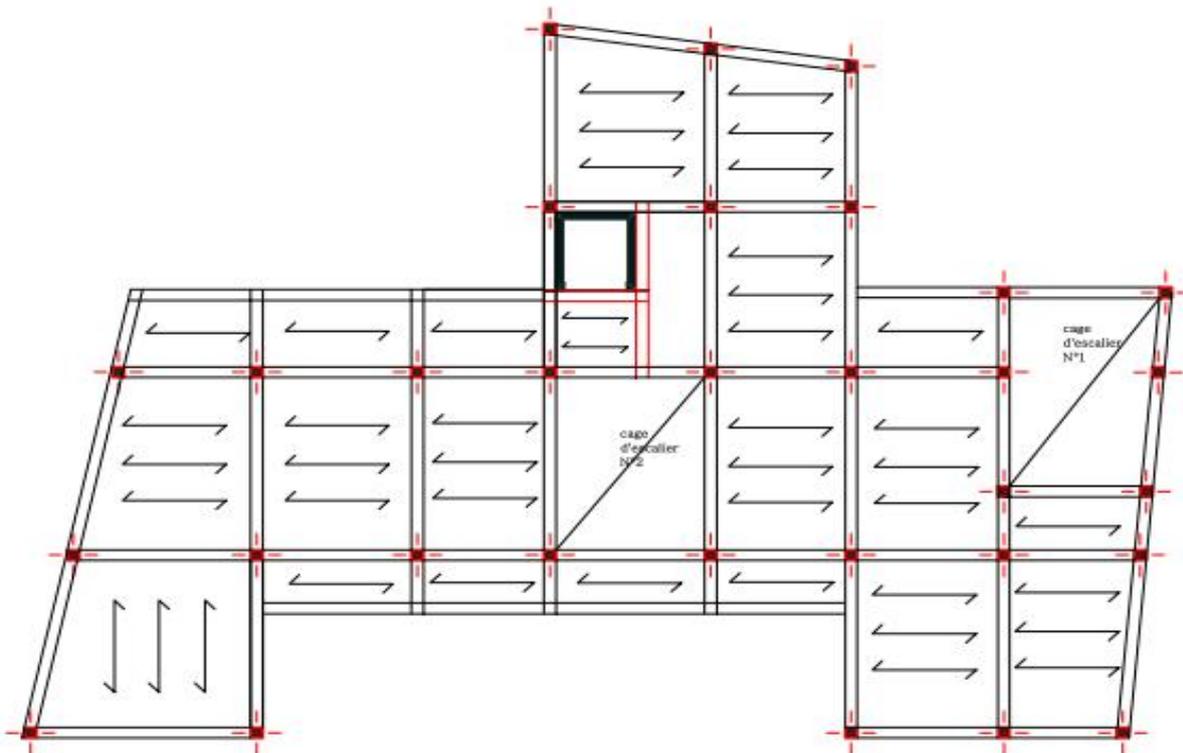
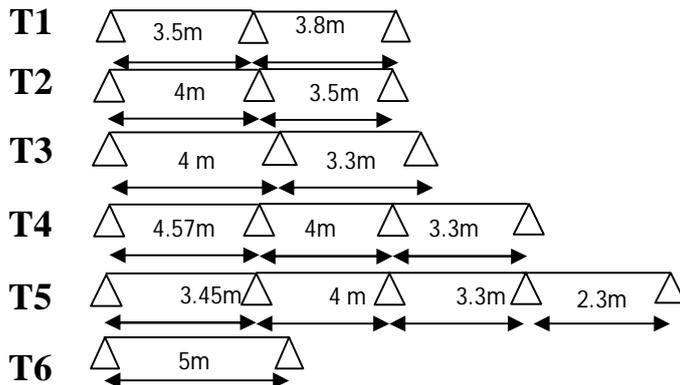


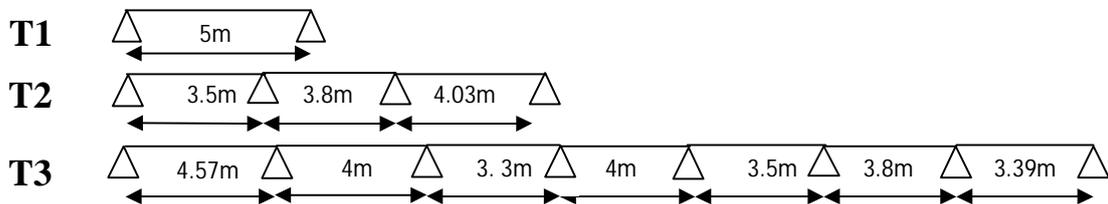
Figure III.1 : Schémas de disposition des poutrelles du plancher 16+5

**III .2.1.1 : Les différents types des poutrelles obtenues sont :**

a) Etages courants :



b) Terrasse inaccessible :

**III.2.1 .2 : Méthodes de calcul des poutrelles**

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis. Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

**III.2.1.3 : Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire de BAEL (Art. L.III,2)**

- 1)  $G \leq \min(2 \times G, 5 \text{KN} / \text{m}^2)$  Plancher à surcharge modérée : cette condition est vérifiée pour les plancher à corps creux.
- 2)  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$  toutes les travées de nos poutrelles vérifient sauf les deux types T5 (étage courant) et T1 de terrasse inaccessible (1 à 4).
- 3) Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.
- 4) La fissuration est peu nuisible.

Donc on peut appliquer la méthode forfaitaire pour la détermination des sollicitations.

**III.2.1.4 : Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles**

À l'ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$  ;  $P_u = l_0 \times q_u$

À l'ELS :  $q_s = G + Q$  ;  $P_s = l_0 \times q_s$

La poutrelle reprend la charge sur une distance  $l_0 = 0.65 \text{m}$ .

Tableau III. 1 : Charges sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.68	1.0	10.518	6,836	7.68	4.992
Plancher Etage courant	5,58	1.5	9.783	6.36	7.08	4.602

### III.2.1.5 : Calcul des sollicitations :

Pour illustrer la méthode forfaitaire on prendra comme exemple la poutrelle types 4 du plancher étage courant, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles seront résumés dans des tableaux.

#### Poutrelles du plancher étage courant (Type 4) :

##### Calcul à L'ELU :

- **Moment isostatique :**

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{6.36 \times 4.57^2}{8} = 16.60 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{6.36 \times 4^2}{8} = 12.72 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{CD} = \frac{6.36 \times 3.3^2}{8} = 8.65 \text{ KN.m}$$

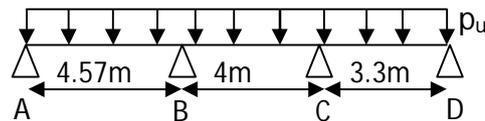


Figure III.2 : Schéma de la poutrelle de Type 2 de l'étage courant

- **Moments sur les appuis :**

$$\text{Appuis de rive : } M_A = M_D = 0$$

##### Appuis intermédiaires:

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times \max(16.60; 12.72) = -8.3 \text{ KNm}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times \max(12.72; 8.65) = -6.36 \text{ KNm}$$

- **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.58} = 0.211 ; \alpha = 0.211 \Rightarrow \begin{cases} 1+0,3\alpha = 1.063 \geq 1.05 \\ 1.2+0.3\alpha = 1.263 \end{cases}$$

**Travée A-B :**

$$M_t + \frac{0+8.3}{2} \geq (1.063 \times 16.60) \Rightarrow M_t \geq 13.5 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.263}{2} \times 16.60 \Rightarrow M_t \geq 10.48 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(13.5; 10.48) \Rightarrow M_t = 13.5 \text{ KN.m}$$

**Travée B-C :**

$$M_t + \frac{6.36+8.3}{2} \geq (1.063 \times 12.72) \Rightarrow M_t \geq 6.19 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.063}{2} \times 12.72 \Rightarrow M_t \geq 6.76 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(6.19; 6.76) \Rightarrow M_t = 6.76 \text{ KN.m}$$

**Travée C-D :**

$$M_t + \frac{6.36+0}{2} \geq (1.063 \times 8.65) \Rightarrow M_t \geq 6.014 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.263}{2} \times 8.65 \Rightarrow M_t \geq 5.46 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(6.014; 5.46) \Rightarrow M_t = 6.014 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

Dans la méthode forfaitaire l'effort tranchant hyperstatique est considérée égal à l'effort tranchant isostatique  $V_0 = \frac{P_u * l_i}{2}$  sauf sur le premier appui intermédiaire ou l'effort tranchant isostatique doit être majeure de :

15%  $\Rightarrow$  s'il s'agit d'une poutre à deux travées.

10%  $\Rightarrow$  s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Travée A-B :

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.36 \times 4.57}{2} = 14.532 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.1 \frac{P_u \times l}{2} = -15.985 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.1 \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.36 \times 4}{2} = 13.992 \text{ KN}$$

$$V_C = -1.1 \frac{P_u \times 1}{2} = \frac{6.36 \times 4}{2} = -13.992 \text{ KN}$$

Travée C-D :

$$V_C = 1.1 \frac{P_u \times 1}{2} = \frac{6.36 \times 3.3}{2} = 11.543 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{P_u \times 1}{2} = \frac{6.36 \times 3.3}{2} = -10.494 \text{ KN}$$

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

Tableau III.2 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 1) :

		ELU								
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)	
Type 1	AB	3.50	6.36	9.74	0	-6.88	<b>6.88</b>	<b>11.13</b>	<b>-12.79</b>	
	BC	3.80	6.36	11.48	-6.88	0	<b>8.73</b>	<b>13.89</b>	<b>-12.08</b>	
	ELS									
	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)			
	AB	3.50	4.602	7.05	0	-4.98	<b>4.98</b>			
BC	3.80	4.602	8.3	-4.98	0	<b>6.31</b>				

Tableau III.3 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 2) :

		ELU								
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)	
Type 2	AB	4	6.36	12.72	0	-7.63	<b>9.67</b>	<b>12.72</b>	<b>-14.62</b>	
	BC	3.5	6.36	9.74	-7.63	0	<b>6.5</b>	<b>12.8</b>	<b>-11.13</b>	
	ELS									
	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)			
	AB	4	4.602	9.204	0	-5.52	<b>6.99</b>			
BC	3.50	4.602	7.05	-5.52	0	<b>4.71</b>				

Tableau III.4 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 3) :

		ELU								
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)	
Type 3	AB	4	6.36	12.72	0	-7.63	9.67	12.72	-14.62	
	BC	3.3	6.36	8.65	-7.63	0	5.46	12.07	-10.49	
	ELS									
	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)			
	AB	4	4.602	9.204	0	-5.52	6.99			
	BC	3.3	4.602	6.26	-5.52	0	3.95			

Tableau III.5 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 4) :

		ELU								
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)	
Type 4	AB	4.57	6.36	16.60	0	-8.3	13.5	14.53	-15.98	
	BC	4	6.36	12.72	-8.3	-6.36	6.76	13.99	-13.99	
	CD	3.3	6.36	8.65	-6.36	0	6.014	11.54	-10.49	
	ELS									
	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)			
	AB	4.57	4.602	12.01	0	-6.005	9.76			
	BC	4	4.602	9.204	-6.005	4.602	4.89			
CD	3.3	4.602	6.26	4.602	0	4.36				

Tableau III.6 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 5) :

		ELU								
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)	
Type 5	AB	3.45	6.36	9.86	0	-6.18	6.62	9.17	-12.76	
	BC	4	6.36	13.26	-6.18	-4.87	7.18	13.04	-12.39	
	CD	3.3	6.36	8.65	-4.87	-3.44	4.51	10.92	-10.06	
	DE	2.3	6.36	4.2	-3.44	0	2.66	8.8	-5.81	
	ELS									
	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)			
	AB	3.45	4.602	6.84	0	-4.43	4.81			
	BC	4	4.602	9.204	-4.43	-3.49	5.25			
	CD	3.3	4.602	6.26	3.49	-2.47	3.29			
DE	2.3	4.602	3.04	-2.47	0	1.93				

Tableau III.7 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 6) :

		ELU							
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 6	AB	5	6.36	19.87	0	0	19.87	15.9	-15.9
	ELS								
	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)		
	AB	5	4.602	14.38	0	0	14.38		

Tableau III.8 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (Type 1) :

		ELU							
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 1	AB	5	6.83	21.34	0	0	21.34	17.03	-17.03
	ELS								
	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)		
	AB	5	4.99	15.59	0	0	15.59		

Tableau III.9: Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (Type 2) :

		ELU								
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)	
Type 2	AB	3.5	6.83	10.46	0	-6.164	7.901	11.95	-13.14	
	BC	3.8	6.83	12.328	-6.164	-6.93	6.4	14.27	-14.27	
	CD	4.03	6.83	13.86	-6.93	0	11.088	15.13	-13.76	
	ELS									
	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)			
		AB	3.5	4.99	7.64	0	-4.5	5.772		
		BC	3.8	4.99	9.00	-4.5	5.065	4.67		
	CD	4.03	4.99	10.13	5.065	0	8.104			

Tableau III.10: Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher étage terrasse (Type 3)

		ELU								
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)	
Type 3	AB	4.57	6.83	17.83	0	-8.91	14.26	15.6	-17.16	
	BC	4	6.83	113.66	-8.91	-5.46	7.17	15.02	-15.02	
	CD	3.3	6.83	9.3	-5.46	-5.46	4.84	12.39	-12.39	
	DE	4	6.83	13.66	-5.46	-5.47	8.88	15.02	-15.02	
	EF	3.5	6.83	10.46	-5.47	-4.93	5.79	13.14	-13.14	
	FG	3.8	6.83	12.32	-4.93	-6.16	7.39	14.27	-14.27	
	GH	3.39	6.83	9.81	-6.16	0	7.22	12.73	-11.57	
	ELS									
		Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)		
		AB	4.57	4.99	13.02	0	-6.51	10.42		
		BC	4	4.99	9.98	-6.51	-3.99	5.23		
		CD	3.3	4.99	6.79	-3.99	-3.99	3.53		
		DE	4	4.99	9.98	-3.99	-3.99	6.49		
		EF	3.5	4.99	7.64	-3.99	-3.6	4.23		
	FG	3.8	4.99	9.01	-3.6	-4.5	5.4			
	GH	3.39	4.99	7.17	-4.5	0	5.28			

**III.2.1.6 : Récapitulatifs des sollicitations les plus défavorables :**

- **Planchers étage courant : plancher (16+5)**

Tableau III.11 : Sollicitation les plus défavorables des poutrelles (étage courant)

Types de poutrelles	ELU			ELS	
	M <sub>a</sub> <sup>max</sup>	M <sub>t</sub> <sup>max</sup>	V <sup>max</sup>	M <sub>a</sub> <sup>max</sup>	M <sub>t</sub> <sup>max</sup>
Type 1	-6.68	6.68	13.39	-4.98	6.31
Type 2	-7.63	9.67	14.62	-5.52	6.99
Type 3	-7.63	9.67	14.62	-5.52	6.99
Type 4	-8.3	13.5	15.98	-6.005	9.76
Type 5	-6.18	7.18	13.04	-4.43	5.25
Type 6	0	19.87	15.9	0	14.38

- **Plancher Terrasse inaccessible : plancher (16+5) :**

Tableau III.12 : Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (terrasse accessible).

Types de poutrelles	ELU			ELS	
	M <sub>a</sub> <sup>max</sup>	M <sub>t</sub> <sup>max</sup>	V <sup>max</sup>	M <sub>a</sub> <sup>max</sup>	M <sub>t</sub> <sup>max</sup>
Type 1	0	21.34	17.03	0	15.59
Type 2	-6.164	11.088	15.13	-5.065	8.104
Type 3	-8.91	14.26	17.16	-6.51	10.42

**III .2.1.7 : Les sollicitations maximales (plancher 16+5) utilisée dans le ferrailage :**

Tableau III.13 : Les sollicitations maximales des poutrelles

Poutrelles	ELU				ELS	
	$M_t^{\max}$ (KNm)	$M_a^{\max}$ (KNm)	$V_u^{\max}$ (KN)	$M_a^{\text{rive}}$ (KNm)	$M_t^{\max}$ (KNm)	$M_a^{\max}$ (KNm)
<b>Type 4</b>	13.5	-8.3	15.98	-2.49	9.76	-6.005
<b>Type 6</b>	19.87	0	15.9	-2.98	14.38	0
Terrasse Inaccessible (Type 1)	21.34	0	17.03	-3.201	15.59	0
Terrasse Inaccessible (Type 3)	14.26	-8.91	17.16	-2.67	10.42	-6.51

**III.2.1.8 : Ferrailage des poutrelles :**

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

**III.2.1.9 : Le dimensionnement des poutrelles :**

$$h_t = 21 \text{ cm} ; b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t = (8 \text{ à } 12)$$

$$\text{On adopte : } b_0 = 10 \text{ cm} ; b_1 \leq \text{Min} \left( \frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$$

Avec :

$L_x$  : distance entre nus de deux poutrelles successives ( $l_x = 55 \text{ cm}$ ).

$L_y$  : représente la travée minimale (entre nus d'appuis) des différents

Poutrelles, ( $L_y = 2.3 - 0.3 = 2\text{m}$ ).

$$\frac{b-10}{2} \leq \text{Min} \left[ \frac{55}{2}, \frac{200}{10} \right] ; \text{Min} \left[ \frac{55}{2}, \frac{200}{10} \right] = 20 \text{ cm}$$

On adopte:  $b_1 = 20 \text{ cm}$ .

$$b = 2 * b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 * 20 + 10 = 50 \text{ cm}$$

Soit : **b = 50 cm.**

**III.2.1.10 : Calcul des armatures longitudinales :**

- Plancher étage courant (Type 4)
- Calcul à l'ELU :

Calcul de moment équilibré par la table de compression  $M_{tu}$  :  $d=0.9h$ .

Si :  $M_u \leq M_{TU} = b * h_0 * f_{bu} * \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ( $b * h$ ).

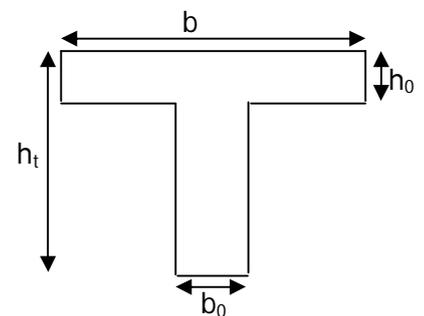


Figure III. 3 : schéma d'une poutrelle

Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,5 \times 0,05 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,189 - 0,025)$$

$$M_{tu} = 58,22 \text{ KN.m}$$

$$\text{On à } M_t^{\max} = 13,5 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$  La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc L'axe neutre se trouve dans la table de compression  $\Rightarrow$  étude d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

### 1- En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{13,5 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,189^2 \times 14,2} = 0,053 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,068$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,189(1 - 0,4 \times 0,068) = 0,183 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{13,5 \times 10^{-3}}{0,183 \times 348} = 2,11 \text{ cm}^2.$$

### • Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculer} \quad (\text{Art A.4.2.1 [1]}).$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,5 \times 0,189 \times 2,1 / 400 = 1,14 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}$ .....Condition vérifiée.

On opte pour 3HA 10 avec  $A = 2,36 \text{ cm}^2$ .

### 2- En appuis :

#### 2.1. Appuis intermédiaires : $M_a^{\max} = -8,3 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,3 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,189^2 \times 14,2} = 0,163 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186$$

$$\text{Donc On est dans le pivot A } \Rightarrow \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$\mu_{bu} = 0,163 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$  pas d'armature comprimée ;

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,223$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,189(1 - 0,4 \times 0,223) = 0,172 \text{ m.}$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{8,3 \times 10^{-3}}{348 \times 0,172} \Rightarrow A_a = 1,38 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,38 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{min} = (0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculer}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.189 \times 2.1 / 400 = 0.23 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 2 HA10 avec  $A = 1.57 \text{ cm}^2$ .

- **Calcul de l'armature aux appuis de rive:**

$$M_u = 2.49 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.49 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.189^2 \times 14.2} = 0.049$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.049}) = 0.062$$

$$z = 0.189 \times (1 - 0.4 \times 0.062) = 0.184 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{2.76 \times 10^{-3}}{0.184 \times 348} = 0.38 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = (0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculer}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.189 \times 2.1 / 400 = 0.23 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 1 HA8 avec  $A = 0.5 \text{ cm}^2$ .

### Vérifications à ELU :

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V^{\max} = 15.98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{15.98 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.189} = 0.845 \text{ Mpa}$$

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

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

- **Ferraillage transversal :**

Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \{h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L\}$$

$\Phi_L$  : diamètre minimale des armatures longitudinale ( $\Phi_L = 8mm$ ).

$$\Phi_t \leq \min \{210 / 35, 100 / 10, 8\} = 6mm$$

On adopte à un étrier  $\Phi 6$ .

Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 2\Phi 6 = 0.57cm^2$

- **Espacement  $S_t$  :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

$$1). S_t \leq \min (0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 17.01cm$$

$$2). S_t \leq A_t \frac{0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3f_{tj} K)} \quad CBA \text{ (Art A.5.1.2.2)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$\alpha = 90^\circ$  (Armatures droites.)

$S_t \leq$

$$A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 0.57 \times 10^{-4} \times \frac{0.8 \times 400}{0.1 \times (0.845 - 0.3 \times 2.1)} = 0.8483m = 84.83cm$$

$$S_t \leq 84.83cm$$

$$3). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.5} = 0.57m = 57cm$$

$$S_t = \min (1; 2; 3)$$

Soit  $S_t = 15cm$ .

- **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure:**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{0.2 \times 15.98 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.189 \times 0.5 \times 0.05} = 0.75 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

**Appuis de rive :**

On doit vérifier que :  $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$

$$A_s = 2.36 + 0.5 = 2.86 \text{ cm}^2$$

$$1.15 \times 15.98 \times 10^{-3} / 400 = 0.46 \text{ cm}^2$$

$$A_s > 1.15 \times V_u / f_e \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Appuis intermédiaire :**

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d)$$

$$A_s = 2.36 + 1.57 = 3.93 \text{ m}^2$$

$$1.15 / 400 (15.98 - 8.30 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.189) = -0.94 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire  $V_u$  est négligeable devant  $M_u$  (pas d'influence sur les  $A_l$ )

• **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

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

$$\text{Avec : } a_{\max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 189 = 17.01 \text{ cm}$$

$$V_u = 0.01598 \text{ MN} < 0.267 \times 0.170 \times 0.10 \times 25 = 0.113 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérifications à l'ELS :** les vérifications à faire sont :

- ✓ état limite d'ouverture des fissures.
- ✓ état limite de déformation.

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

**En travée :**

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15 A (d - h_0)$$

$$H = 0.5 \frac{0.05^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.189 - 0.05)$$

$$H = 1.32 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$H > 0$  (alors l'axe neutre passe par la table de compression)  $\Rightarrow$  calcule comme une section rectangulaire  $b \times h$ .

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} y^2 + 15A_{sc} (y - d') - 15A_{st} (d - y) = 0.$$

$$25y^2 + 42.9y - 796.63 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) :  $y = 4.85 \text{ cm}$

**Calcul de I:**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{sc} (y - d')^2 + 15A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 10007.58 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{9.76 \times 10^{-3}}{10007.58 \times 10^{-8}} \times 0.0485 = 4.73 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

**En appuis intermédiaires :**

$M_{ser} = -6.005 \text{ KN.m} < 0$ . Le calcul se fait pour une section ( $b_0 \times h$ )

Position de l'axe neutre :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b_0}{2} y^2 - 15A_{st} (d - y) = 0.$$

$$5y^2 + 23.55y - 445.09 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) :  $y = 7.36 \text{ cm}$

**Calcul de I:**

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

$$I = 9780.9 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6.005 \times 10^{-3}}{9780.9 \times 10^{-8}} \times 0.0736 = 4.52 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

• **Etat limite de déformation :**

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

$M_t$  : Moment en travée

$M_0$  : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

$$\text{On a : } \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36 \times 10^{-4}}{0.1 \times 0.189} \leq \frac{3.6}{400} \Rightarrow 0.012 \geq 0.009$$

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

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

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :  $f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{457}{500} = 0.91cm$

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

$f_{ji}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

Evaluation des moments en travée selon le chargement considéré :

- $q_{jser} = 0.65 \times G' = 0.65 \times 2.8 = 1.82KN/m$  si La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.
- $q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.58 = 3.627KN/m$  La charge permanente qui revient à la poutrelle.
- $q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.58 + 1.5) = 4.602KN/m$  La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 2.47KN.m$$

$$M_{gser} = 4.925KN.m$$

$$M_{pser} = 9.76KN.m$$

**1. Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :  $y = 4.85$  cm

Moment d'inertie de la section efficace :  $I = 10007.58cm^4$

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

$$y_G = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})}$$

$$y_G = 7.73 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{50}{3} (7.73)^3 + 10 \frac{(21 - 7.73)^3}{3} - (50 - 10) \frac{(7.73 - 5)^3}{3} + 15 [2.36 (18.9 - 7.73)^2 + 0.5 (7.73 - 17.01)^2]$$

$$I_0 = 20278.76 \text{ cm}^2$$

**2. Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{2.47 \times 10^{-3} \times (0.189 - 0.0485)}{10007.58 \times 10^{-8}} = 52.01MPa$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{4.925 \times 10^{-3} \times (0.189 - 0.0485)}{100007.58} = 103.71MPa$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{9.76 \times 10^{-3} \times (0.189 - 0.0485)}{10007.58} = 205.53$$

**3. Inerties fictives(I<sub>f</sub>) :**

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 18.9} = 0.012$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = 3.36 \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.344 \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0.21$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.48$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0.69$$

Si  $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 13078.46 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 8537.44 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 6722.1 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 13559.27 \text{ cm}^4$$

#### 4. Calcul des flèches :

$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$       Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$       Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} \Rightarrow f_{ji} = \frac{2.47 \times 10^{-3} \times 4.57^2}{10 \times 32164.2 \times 13078.46 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.0012 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{4.925 \times 10^{-3} \times 4.57^2}{10 \times 32164.2 \times 8537.44 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.0037 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{9.76 \times 10^{-3} \times 4.57^2}{10 \times 32164.2 \times 6722.1 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.0094 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{4.925 \times 10^{-3} \times 4.57^2}{10 \times 10721.4 \times 13559.27 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gv} = 0.007 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.0115 \text{ m}$$

$\Delta f_t = 1.15 \text{ cm} \geq f_{adm} = 0.914 \text{ cm}$       La flèche n'est pas vérifiée.

On augmente la section d'acier  $\begin{cases} A_{st} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2 \\ A_a = 1HA12 = 1.13 \text{ cm}^2 \end{cases}$

On trouve  $\Delta f_t = 0.83 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.914 \text{ cm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.14.Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant :

Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
5.84	14107.6	22877.7	17514.94	12179.35	9885.86	17676.84	<b>0.83</b>	<b>0.914</b>

Pour les autres types de poutrelles, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III .15 : Calcul des sections d'armatures des poutrelles. (Plancher 16+5)

		M (KNm)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )
Etage courant type 6	Travée	19.87	0.078	0.101	18.1	3.17	1.14	<b>3HA12=3.39</b>
	Appuis de rive	2.98	0.058	0.075	18.3	0.465	0.22	<b>1HA10=0.79</b>
Terrasse inaccessible type 1	Travée	21.34	0,084	0,110	18	3.4	1.14	<b>2HA14+1HA12=4.21</b>
	Appuis de rive	3.21	0.063	0.081	18.2	0.5	0.22	<b>1HA10=0.79</b>
Terrasse inaccessible type 3	Travée	14.26	0.056	0.072	18.3	2.23	1.14	<b>3HA10=2.36</b>
	Appuis de rive	2.67	0.052	0.0667	18.3	0.41	0.22	<b>1HA10=0.79</b>
	Appuis inter	8.91	0.175	0.242	17	1.5	0.22	<b>2HA10=1.57</b>

Tableau III.16 : Evaluation de la flèche dans le plancher (16+5) :

	L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
Etage courant type 6	5	3.39	5.688	11.334	14.381	13473.7	24398.04
Terrasse type 3	4.57	2.36	3.801	9.068	10.426	10631.91	20649.68
	Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
Etage courant type 6	5.46	12029.12	10098.52	9690.15	16181	<b>1.89</b>	<b>1</b>
Terrasse type 3	7.82	10422.62	7111.48	6845.06	12097.5	<b>1.36</b>	<b>0.914</b>

La flèche n'est pas vérifiée pour le type 6 de l'étage courant et le type 1de la terrasse inaccessible, même si on augmente la section d'acier la flèche reste supérieur a la flèche admissible. On opte pour un panneau à dalle pleine.

Pour le type3 de la terrasse inaccessible la flèche sera vérifié seulement si on prend la section d'acier  $A_{st}= 3HA14=4.62 \text{ cm}^2$  plus  $A_{sc}=1H12=1.13\text{cm}^2$ .

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.17.Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible (type 3):

L (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{jser}$ (KN.m)	$M_{gser}$ (KN.m)	$M_{pser}$ (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )
4.7	4.62	3.801	9.068	10.426	17104.09	24882.63
Y (cm)	$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fgi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fpi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fgv}$ (cm <sup>4</sup> )	$\Delta f$ (cm)	$f_{adm}$ (cm)
6.45	16435.91	12808.18	12479.57	18814.27	<b>0.87</b>	<b>0.914</b>

Le ferrailage des poutrelles est donné comme suit :

Tableau III.18 : Le ferrailage des différentes poutrelles :

POUTRELLE		ARMATURES LONGITUDINALES		ARMATURES TRASVRSALES (cm <sup>2</sup> )
		Section calculée (cm <sup>2</sup> )	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )	
Terrasse inaccessible	Appuis de rive	0.41	1HA12= <b>1.13</b>	2HA6= <b>0,57</b>
	Appuis intermédiaires	1.5	1HA12+1HA10 <b>1.92</b>	2HA6 <b>0,57</b>
	Travée	2.23	3HA14 = <b>4.62</b>	2HA6 = <b>0,57</b>
Plancher étage courant	Appuis de rive	0,38	1HA12= <b>1.13</b>	2HA6 = <b>0,57</b>
	Appuis intermédiaires	1,38	1HA12+1HA10 <b>1,92</b>	2HA6 <b>0,57</b>
	Travée	2.11	3HA12= <b>3.39</b>	2HA6= <b>0,57</b>

Tableau III.19 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
<b>Plancher étage courant</b>			
<b>Plancher terrasse inaccessible</b>			

**III.2.1.11 : Etude de la dalle de compression :**

On utilise un treillis soudé de nuance  $f_e = 400\text{MPa}$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

On choisit :  $5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; (St = 20cm)  $\leq 20\text{cm}$ .....vérifiée.

- **Armatures parallèles aux poutrelles**  $A_{\parallel} = A_{\perp}/2 = 0.65/2 = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;

On choisit  $4\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; (St = 20)  $\leq 30\text{cm}$ .....c'est vérifiée.

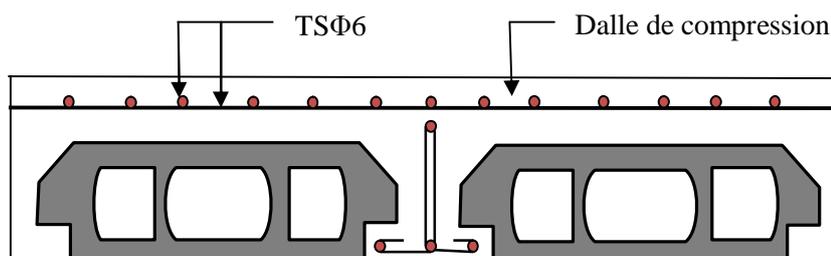
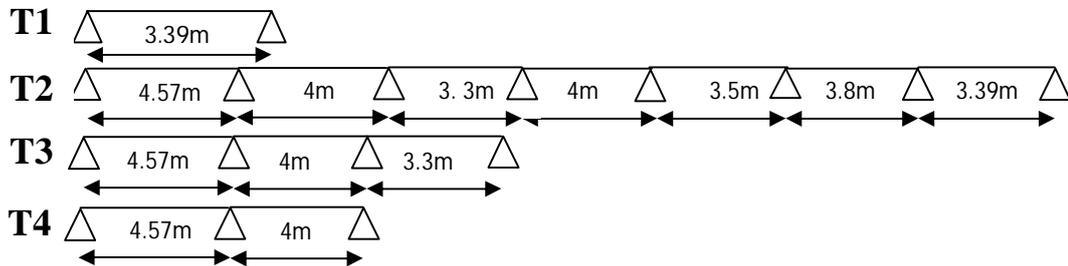


Figure. III.4. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

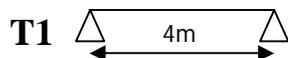
III.2.2 : Les poutrelles des planchers (16+4) :

III .2.2.1 : Les différents types des poutrelles obtenues sont :

- Etage courant



- Terrasse inaccessible



1) Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles :

Tableau III. 20 : Charges sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
Etage courant	5.33	1.5	9.44	6.14	6.83	4.44
Plancher terrasse	6.43	1	10.18	6.617	7.43	4.829

2) Calcul des sollicitations revenant aux poutrelles :

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

Tableau III.21 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 1) :

Type de poutrelle	ELU								
	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 1	AB	3.39	6.14	8.82	0	0	8.82	10.407	-10.407
	ELS								
	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)		
	AB	3.39	4.44	6.378	0	0	6.378		

Tableau III.22 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 4) :

		ELU								
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)	
Type 4	AB	4.57	6.14	16.029	0	-9.617	12.27	14.02	-16.12	
	BC	4	6.14	12.27	-9.617	0	8.28	14.12	-12.28	
	ELS									
	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)			
	AB	4.57	4.44	11.58	0	-6.95	8.87			
	BC	4	4.44	8.88	-6.95	0	5.98			

Tableau III.23: Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 2) :

		ELU								
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)	
Type 2	AB	4.57	6.14	16.029	0	-8.01	13.079	14.03	-15.43	
	BC	4	6.14	12.28	-8.01	-4.91	6.62	12.28	-12.28	
	CD	3.3	6.14	8.35	-4.91	-4.91	4.45	11.14	-11.14	
	DE	4	6.14	12.28	-4.91	-4.91	8.17	13.50	-13.50	
	EF	3.5	6.14	9.4	-4.91	-4.43	5.35	12.08	-12.08	
	FG	3.8	6.14	11.08	-4.43	-5.54	6.82	12.83	-12.83	
	GH	3.39	6.14	8.82	-5.54	0	6.63	11.44	-10.40	
	ELS									
	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)			
	AB	4.57	4.44	11.59	0	-5.79	9.45			
	BC	4	4.44	8.88	-5.79	-3.55	4.79			
	CD	3.3	4.44	6.04	-3.55	-3.55	3.22			
	DE	4	4.44	8.88	-3.55	-3.55	5.91			
	EF	3.5	4.44	6.79	-3.55	-3.2	3.86			
FG	3.8	4.44	8.01	-3.2	-4.005	4.93				
GH	3.39	4.44	6.37	-4.005	0	4.79				

Tableau III.24: Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (Type3) :

		ELU							
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 3	AB	4.57	6.14	16.029	0	-8.015	13.079	14.03	-15.43
	BC	4	6.14	12.28	-8.015	-6.14	6.54	13.50	-13.50
	CD	3.3	6.14	8.35	-6.14	0	5.84	11.14	-10.13

ELS							
Travée	L (m)	P <sub>S</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	
AB	4.57	4.44	11.59	0	-5.79	9.45	
BC	4	4.44	8.88	-5.79	4.44	4.73	
CD	3.3	4.44	6.04	4.44	0	4.22	

Tableau III.25 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (Type 1) :

ELU										
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)	
Type 1	AB	4	6.617	13.234	0	0	13.234	13.234	-13.234	
	ELS									
	Travée	L (m)	P <sub>S</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)			
	AB	4	4.829	9.66	0	0	9.66			

3) Les sollicitations maximales (plancher 16+4) utilisée dans le ferrailage :

Tableau III.26 : Les sollicitations maximales des poutrelles

Poutrelles	ELU				ELS	
	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KNm)	M <sub>a</sub> <sup>max</sup> (KNm)	V <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (KNm)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KNm)	M <sub>a</sub> <sup>max</sup> (KNm)
Etage courant	13.079	-9.617	16.12	-2.4	9.45	-6.95
Terrasse Inaccessible (Type 1)	13.234	0	13.234	-1.98	9.66	0

4) Le dimensionnement des poutrelles :

$h_t = 20 \text{ cm} ; b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t = (8 \text{ à } 12)$

On adopte :  $b_0 = 10 \text{ cm} ; b_1 \leq \text{Min} \left( \frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$

Avec :

$L_x$  : distance entre nus de deux poutrelles successives ( $l_x = 55 \text{ cm}$ ).

$L_y$  : représente la travée minimale (entre nus d'appuis) des différents

Poutrelles, ( $L_y = 3.3 - 0.3 = 3\text{m}$ ).

$\frac{b-10}{2} \leq \text{Min} \left[ \frac{55}{2}, \frac{300}{10} \right] ; \text{Min} \left[ \frac{55}{2}, \frac{300}{10} \right] = 25 \text{ cm}$

On adopte :  $b_1 = 25 \text{ cm}$ .

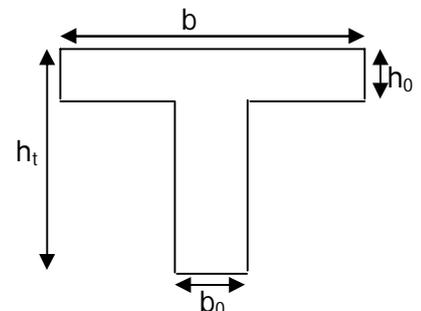


Figure III. 5 : schéma d'une poutrelle

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 25 + 10 = 60 \text{ cm}$$

Soit : **b = 60 cm.**

**III.2.2.2. Ferrailage des poutrelles :**

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

**III.2.2.3. Le résumé des ferrillages de tous les poutrelles plancher (16+4):**

Tableau III .27 : Calcul des sections d'armatures des poutrelles. (Plancher 16+4)

		M (KNm)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopte}$ (cm <sup>2</sup> )
Plancher Terrasse	Travée	13.234	0.047	0.060	17.5	2.17	1.3	<b>3HA12=3.39</b>
	Appuis de rive	1.98	0.0071	0.0089	17.9	0.32	0.21	<b>1HA10=0.79</b>
Plancher étage courant	Travée	13.079	0.047	0.060	17.5	2.14	1.3	<b>3HA12=3.39</b>
	Appuis de rive	2.4	0.0086	0.010	17.9	0.38	0.21	<b>1HA10=0.79</b>
	Appuis inter	9.617	0.034	0.043	17.6	1.57	0.21	<b>2HA10=1.57</b>

**III.2.2.4. Vérifications à ELU (étage courant) :**

• **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V^{\max} = 15.98 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{16.12 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.895 \text{ Mpa}$$

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

(Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Ferrailage transversal :**

Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales est donne par :

$$\Phi_t \leq \min \{h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L\}$$

$\Phi_L$  : diamètre minimale des armatures longitudinale ( $\Phi_L = 10\text{mm}$ ).

$$\Phi_i \leq \min \{200/35, 100/10, 10\} = 6\text{mm}$$

On adopte à un étrier  $\Phi 6$ .

Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 2\Phi 6 = 0.57\text{cm}^2$

- **Espacement  $S_t$  :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

$$1). S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2\text{cm}$$

$$2). S_t \leq A_t \frac{0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3f_{t28})} \quad \text{CBA (Art A.5.1.2.2)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ ( Armatures droites.)}$$

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.895 - 0.3 \times 2.1)} = 68.83\text{cm}$$

$$S_t \leq 68.83\text{cm}$$

$$3). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 0.57\text{m} = 57\text{cm}$$

$$S_t = \min (1; 2; 3)$$

Soit  $S_t = 15\text{cm}$ .

- **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure:**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{0.25 \times 16.12 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.6 \times 0.04} = 1.03 \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

- **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

**Appuis de rive :**

On doit vérifier que :  $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$

$$A_s = 3.39 + 0.79 = 4.18\text{cm}^2.$$

$$1.15 \times 16.12 \times 10^{-3} / 400 = 0.46\text{cm}^2$$

$$A_s > 1.15 \times V_u / f_e \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Appuis intermédiaire :**

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d).$$

$$A_s = 3.39 + 1.57 = 4.96 \text{ m}^2.$$

$$1.15 / 400 (16.12 - 9.617 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.18) = -0.072 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire  $V_u$  est négligeable devant  $M_u$  (pas d'influence sur les  $A_s$ )

• **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

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

Avec :  $a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

$V_u = 0.01612 \text{ MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.10 \times 25 = 0.108 \text{ MN}$  ..... Condition vérifiée.

**III.2.2.5. Vérifications des contraintes à ELS :**

• **Etat limite de compression de béton**

Tableau III.28 : Vérification des états limite de compression du béton.

Plancher	En travée				En appui				Observation
	$M_t$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$M_a$ (KN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	
<b>Etage courant</b>	13.079	4.78	11063.37	4.08	6.95	7.14	10057.36	4.9	<b>Vérifié</b>
<b>Terrasse inaccessible</b>	13.234	4.78	11063.37	4.17	1.44	5.45	6722.76	1.17	<b>Vérifié</b>

• **Etat limite de déformation :**

On a :  $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39 \times 10^{-4}}{0.1 \times 0.18} \leq \frac{3.6}{400} \Rightarrow 0.018 \geq 0.009$

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

Tableau III.29 : Evaluation de la flèche dans le plancher (16+4) :

	L (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{jser}$ (KN.m)	$M_{gser}$ (KN.m)	$M_{pser}$ (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )
Etage courant	4.57	3.39	3.563	8.184	9.457	11063.37	20733.51
<b>Terrasse</b>	4	3.39	3.64	8.36	9.66	11063.37	20733.51
	Y (cm)	$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fgi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fpi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fgv}$ (cm <sup>4</sup> )	$\Delta f$ (cm)	$f_{adm}$ (cm)
Etage courant	4.78	11383.5	9226.82	8753.01	14367.43	<b>0.896</b>	<b>0.914</b>
<b>Terrasse</b>	4.78	11135.61	8753.015	8484.34	13899.84	<b>0.92</b>	<b>0.8</b>

La flèche n'est pas vérifiée pour la poutrelle de la terrasse inaccessible donc on augmente la section d'acier et on prend  $A_{st}=2HA12+1HA14=3.8cm^2$ ,  $A_{sc}=1HA10=0.79cm^2$ .

On trouve :  $\Delta f_t = 0.78cm < f_{adm} = 0.8cm$

Tableau III.30 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
<b>Plancher étage courant</b>			
<b>Plancher terrasse inaccessible</b>			

### III.3. Etude des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferriller comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur h. Le dimensionnement et le poids revenant à l'escalier sont calculés au chapitre II.

#### III.3.1. Etude de la volée d'escalier N°1:

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

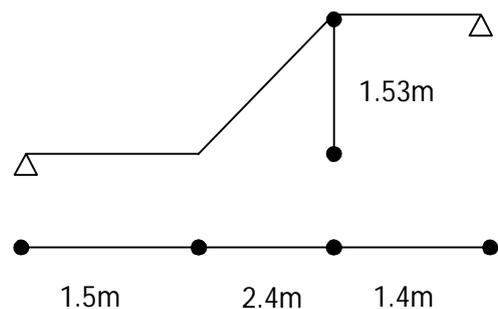
$$G=9.68 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=2.50 \text{ KN/m}^2.$$

- La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$G=6.6 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=2.50 \text{ KN/m}^2.$$



**Calcul à l'ELU:**

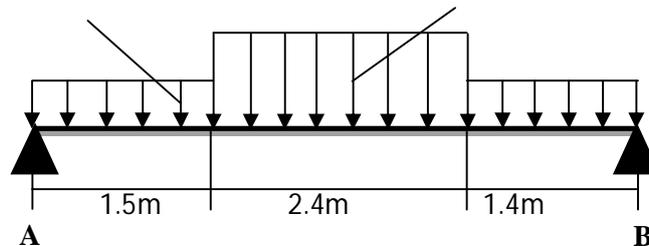
- **La charge qui revient sur la volée :**

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 9.68) + (1.5 \times 2.5) = 16.82 \text{ KN/ml.}$$

- **La charge qui revient sur le palier :**

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 6.6) + (1.5 \times 2.5) = 12.66 \text{ KN/ml.}$$

- **Schema statique:**  $q_p = 12.66 \text{ KN/ml}$   $q_v = 16.82 \text{ KN/ml}$



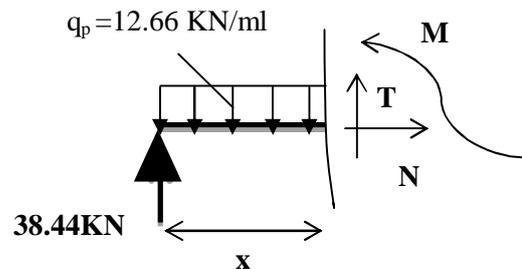
- **Calcul des sollicitations :**

**Calcul des réactions:**

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 38.44 \text{ KN.}$$

$$R_B = 38.63 \text{ KN.}$$



**Calcul des moments :**

- **1<sup>er</sup> tronçon :  $0 < x < 1.5 \text{ m}$**

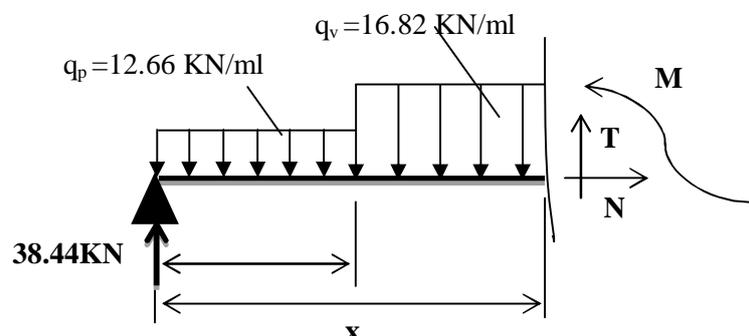
$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KNm.} \\ T=-38.44 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=1.5 \rightarrow \begin{cases} M=43.41 \text{ KNm} \\ T=-19.45 \text{ KN} \end{cases}$$

- **2<sup>ème</sup> tronçon :  $1.5 \text{ m} < x < 3.9 \text{ m}$**

$$\text{Pour } x=1.5 \rightarrow \begin{cases} M=43.41 \text{ KNm} \\ T=-19.45 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=3.9 \rightarrow \begin{cases} M=65.87 \text{ KNm} \\ T=20.71 \text{ KN} \end{cases}$$



**Calcul  $M^{\max}$  :**

$$M^{\max} = M(x)$$

**Calcul de x :**

$$dM / dx = 0, x = 2.65 \text{ m}$$

$$\text{Donc } M^{\max} = 60.29 \text{ KNm.}$$

• **Calcul des moments réels :**

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 60.29 = -30.14 \text{ KNm.}$$

$$M_t = 0.75 M^{\max} = 0.75 \times 60.29 = 45.22 \text{ KNm.}$$

• **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.31. Tableau de ferraillage de l'escalier N°1 en travée et aux appuis :

En travée							
Mu (KN. m)	$\mu_{bu}$	A	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St (cm)
45.22	0.098	0.129	0.17	7.64	2.17	<b>7.7=5HA14</b>	20
En appui							
30.14	0.065	0.084	0.174	4.97	2.17	<b>5.65=5HA12</b>	20

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

$$V_u = 38.63 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.214 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa}$$

• **Armatures de répartition**

$$\text{En travée : } A_t = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.92 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ on choisit : } 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{En appuis : } A_a = \frac{A_{al}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ on choisit : } 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Vérification des espacements :**

– Armatures principales :  $St = \min (3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

– Armatures secondaires :  $St = \min (4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

**Calcul à l'ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que  $\sigma_{bc}$

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

- La charge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$q_v = G_v + Q_v = 9.68 + 2.5 = 12.18 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 6.6 + 2.5 = 9.1 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.32. Vérification des contraintes à l'ELS :

$R_A$ (KN)	$R_B$ (KN)	X (m)	$M_0$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
<b>En travée</b>									
27.74	27.88	2.65	43.42	32.56	5.39	23585.59	<b>7.44</b>	15	Vérifiée
<b>En appui</b>									
27.74	27.88	2.65	43.42	21.71	4.74	18451.26	<b>5.57</b>	15	vérifiée

- Etat de déformation :

$$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{M_{iser}}{20M_{0ser}}; \frac{3}{80}\right) \Rightarrow 0.0377 > 0.0375$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_c} \Rightarrow 4.38 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3}$$

Les deux premières conditions sont vérifiées, donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire

- Schéma de ferrailage :

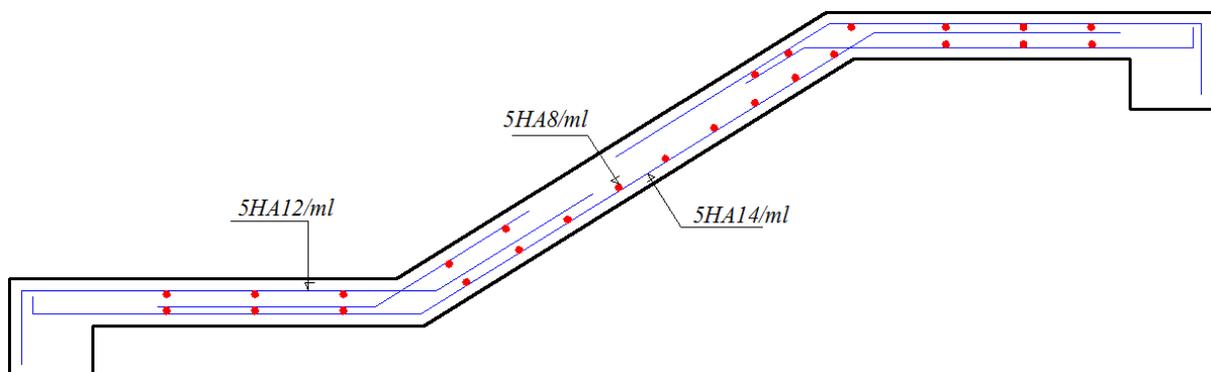


Figure. III.6. Schéma de ferrailage de l'escalier N°1.

**III.3.1.1. Etude de la poutre palière :**

• **Dimensionnement**

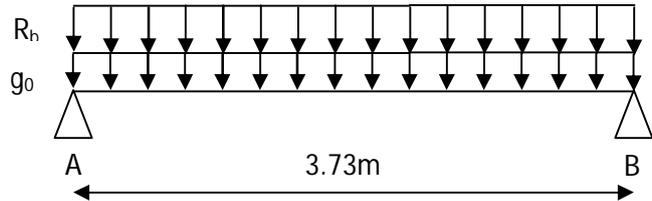
Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 24.86\text{cm} < h < 37.3\text{cm}$$

$$b \geq 20\text{cm}$$

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

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{On prend : } h=30\text{cm} ; b=30\text{cm}.$$



• **Calcul à la flexion simple :**

**1. Calcul des sollicitations :**

La poutre est soumise aux charges suivantes :

- $g_0$  : Poids propre de la poutre  $g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25\text{KN/m}$
- La réaction de la volée a son niveau :

**ELU:**  $R_B = 38.63\text{KN/m}$

**ELS:**  $R_B = 27.88\text{KN/m}$

Tableau III.33 : Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$P_u = 1.35 g_0 + R_B$	$P_s = g_0 + R_B$
$P_u = 41.66\text{KN/m}$	$P_s = 30.13\text{KN/m}$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 24.15\text{KN.m}$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 17.46\text{KN.m}$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -48.3\text{KN.m}$	$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -34.93\text{KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 77.69\text{KN}$	

**2. Ferrailage :**  $b=0.3\text{m} ; h=0.3\text{m}$

Tableau III.34 : ferrailage de la poutre palière à la flexion simple

	$M(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{flexion}^{CAL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	24.15	0.077	0.101	25.9	2.47	4,5
<b>En appuis</b>	-48.3	0.155	0.211	24.7	5.61	

**3. Exigence du RPA :**

$$A_{min} = 0.5\% b \times h = 4.5\text{cm}^2$$

$$A = 2.47 + 5.61 = 8.08 > A_{min} \quad \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

$A^a$  : Section d'armature en appui

$A^t$  : Section d'armature en travée

• **Calcul d'armature a la torsion :**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier

C'est le moment d'appui à l'ELU : 
$$M_{tors}^{max} = \frac{M^a \times l}{2} = \frac{30.14 \times 3.73}{2} = 56.2 KN.m$$

**1. Calcul de la section armature longitudinal :**

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

- $U$  : périmètre de la section
- $\Omega$  : air du contour tracé à mi-hauteur

$e$  : épaisseur de la paroi

$A_l$  : section d'acier

$e = \varnothing / 6 = h / 6 = 5 \text{ cm}$

$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$

$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}^2$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 12.9 \text{ cm}^2$$

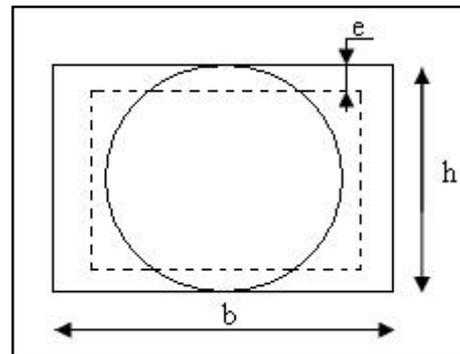


Figure III.7 : Section creuse équivalente

- **En travée :**

Soit :  $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 2.47 + \frac{12.9}{2} \Rightarrow A^t = 8.92 \text{ cm}^2$

On ferraille avec  $A^t = 6HA14 = 9.24 \text{ cm}^2$

- **En appui :**

$$A^a = A_{flexion}^a + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 5.61 + \frac{12.9}{2} \Rightarrow A^a = 12.06 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec  $A^a = 6HA16 = 12.06 \text{ cm}^2$ .

• **Vérification a l'ELU :**

- **Flexion simple :**

a) **L'effort tranchant :**

$$V_u = 77.69 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.959 \text{ MPa} \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

**b) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (77.69 \times 10^{-3} - \frac{48.3 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.27}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -3.48 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifier}$$

**c) Calcul de l'espacement St :** D'après le CBA 93(Art A.5.1.2.2 et Art A.5.1.2.3)

$$S_t \leq \text{Min}(0.9d, 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 29.7\text{cm}$$

On prend  $S_t=15\text{cm}$

**• Calcul des armatures transversales :**

$$A_t = A_t^{FS} + A_t^T$$

Flexion simple	Torsion
$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$	$A_t^{\text{min}} = 0.4 \times e \times S_t / f_e \Rightarrow A_t^{\text{min}} = 0.075 \text{ cm}^2$
$A_t \geq b(\tau - 0.3 f_{t28}) S_t / 0.8 f_e \Rightarrow A_t \geq 0.46 \text{ cm}^2$	$A_t = M_t \times S_t / 2 \times \Omega \times f_{st} \Rightarrow A_t = 0.83 \text{ cm}^2$

D'où  $A_t=0.83+ 0.46= 1.47\text{cm}^2$  Soit un cadre et un étrier  $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**a) Vérification de la contrainte de cisaillement :**  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$$

On a  $V_{\text{max}}=77.69\text{KN}$ ;  $\tau_{flexion} = 0.959 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{56.2 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 8.99 \text{ MPa}$$

D'où :  $\tau_u = 9.04 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = \min(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée.}$

**On augmente la section de la poutre on prend  $b=40\text{cm}$  et  $h=45\text{cm}$ .**

$$\tau_u = 3.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

**b) Vérification à ELS :**

- **Etat limite de compression de béton :**

$$y = 13.64\text{cm}; I = 133830.52\text{cm}^4$$

**En travée :**  $M_t= 17.46 \text{ KNm}$ ;  $\sigma_{bc} = 1.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

**En appuis :**  $M_a=-33.38\text{KN.m}$ ;  $\sigma_{bc} = 3.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

- **Evaluation de la flèche :**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} = \frac{45}{373} = 0.12 > \frac{1}{16} = 0.0625 ; \quad \frac{h}{l} = 0.12 > \frac{Mt}{10 \times M_0} = \frac{17.46}{10 \times 52.39} = 0.033$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{9.24}{40 \times 40.5} = 0.0057 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 . \quad \text{Les conditions sont vérifiées.}$$

- **Schéma de ferrailage :**

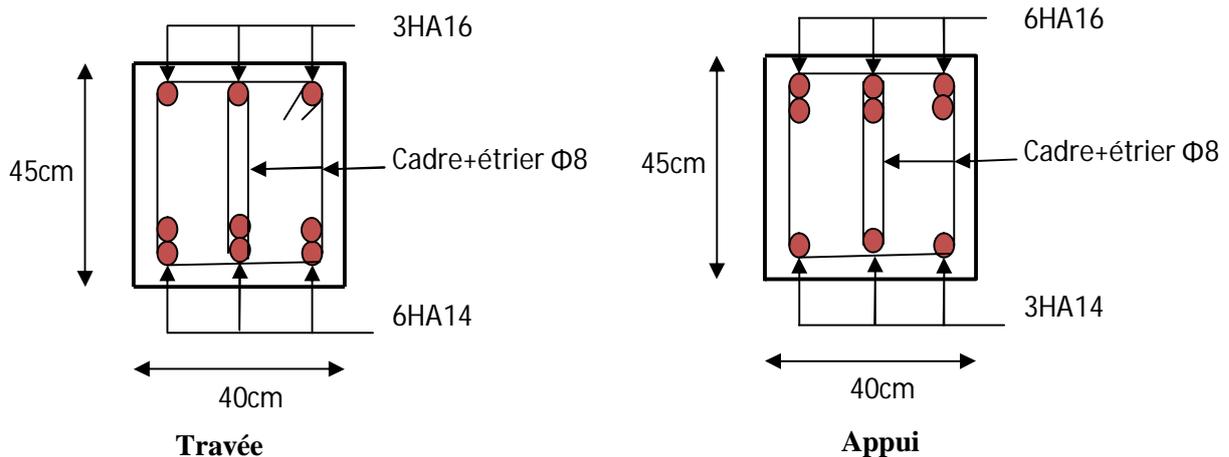


Figure. III.8.Schéma de ferrailage de la poutre palière d'escalier N°1

**III.3.2. Etude de la volée d'escalier N°2:**

- **La charge permanente sur la volée d'escalier :**

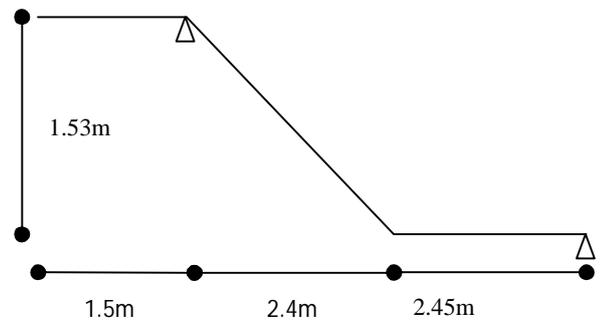
$$G=9.01 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=2.50 \text{ KN/m}^2.$$

- **La charge permanente sur le palier d'escalier :**

$$G=6.1 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=2.50 \text{ KN/m}^2.$$



**Calcul à l'ELU:**

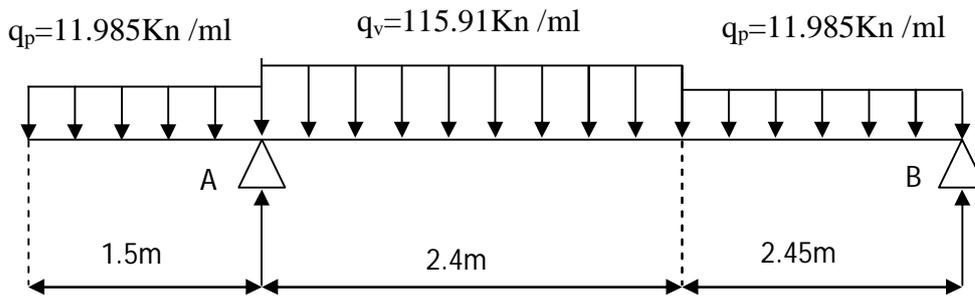
- **La charge qui revient sur la volée :**

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 9.01) + (1.5 \times 2.5) = 15.91 \text{ KN/ml.}$$

- **La charge qui revient sur le palier :**

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 6.1) + (1.5 \times 2.5) = 11.985 \text{ KN/ml.}$$

Schéma statique:



$R_A = 56.61\text{KN}$ ,  $R_B = 28.91\text{KN}$ .

$M_0^{\max} = 33.44\text{KN.m}$

$V^{\max} = 38.64\text{KN}$

Moment en travée et appui :

$M^t = 0,75 * 33.44 = 25.08 \text{ KNm}$  (travée)

$M^a = -0,5 * 33.44 = -16.72\text{KNm}$  (appuis)

- Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS :

Tableau III.35 : les sollicitations sur l'escalier.

	$M_0(\text{KNm})$	$M_t^{\max}(\text{KNm})$	$M_a^{\max}(\text{KNm})$	$V_u(\text{KN})$
<b>ELU</b>	33.44	25.08	-16.72	38.64
<b>ELS</b>	24.62	18.46	-12.31	/

- Ferrailage a l'ELU :

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.36. Tableau de ferrailage de l'escalier N°1 en travée et aux appuis :

En travée							
$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St (cm)
25.08	0.067	0.017	0.16	4.5	1.95	<b>5.65=5HA12</b>	20
En appui							
16.72	0.044	0.056	0.125	3.84	1.95	<b>3.93=5HA10</b>	20

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

$$V_u = 38.63 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.238 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa}$$

• **Armatures de répartition**

En travée :  $A_r = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  on choisit : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml

En appuis :  $A_a = \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  on choisit : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml

• **Vérification des espacements :**

– Armatures principales :  $St = \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

– Armatures secondaires :  $St = \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

**Calcul à l'ELS :**

• **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

Tableau III.37. Vérification des contraintes à l'ELS :

<b>R<sub>A</sub></b> (KN)	<b>R<sub>B</sub></b> (KN)	<b>X</b> (m)	<b>M<sub>0</sub></b> (KN.m)	<b>M<sub>ser</sub></b> (KN.m)	<b>Y</b> (cm)	<b>I</b> (cm <sup>4</sup> )	<b>σ<sub>bc</sub></b> (MPa)	<b>σ̄<sub>bc</sub></b> (MPa)	<b>Observation</b>
<b>En travée</b>									
41	20.59	3.92	24.62	18.46	4.43	14578.83	<b>5.6</b>	15	vérifiée
<b>En appui</b>									
41	20.59	3.92	24.62	12.31	3.82	10893.03	<b>4.31</b>	15	vérifiée

• **Etat de déformation :**

$$\frac{h}{l} \geq \max \left( \frac{M_{lser}}{20M_{0ser}} ; \frac{3}{80} \right) \Rightarrow 0.0371 < 0.0375$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 3.48 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau III.38.Evaluation de la flèche dans la volée de l'escalier N°2:

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
4.85	5.65	4.97	14.01	18.46	14578.83	52795.91
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
4.43	58075.5	28164.9	22607.7	40778.8	<b>0.90</b>	<b>0,97</b>

• Schéma de ferrailage :

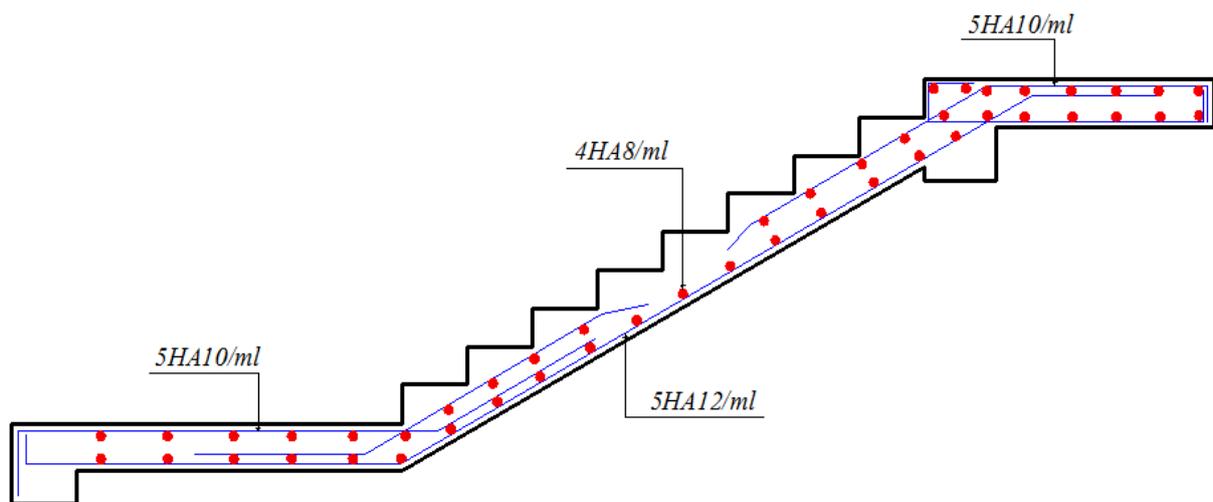


Figure. III.9.Schéma de ferrailage de l'escalier N°2

III.3.2.1.Etude de la poutre palière :

• Dimensionnement

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 24.26\text{cm} < h < 37\text{cm}$$

$$b \geq 20\text{cm}$$

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

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$$

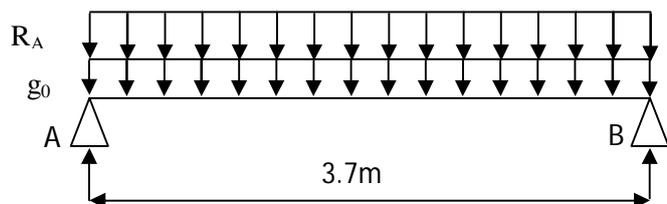
On prend : h=30cm ; b=30cm.

• Calcul à la flexion simple :

1. Calcul des sollicitations :

La poutre est soumise aux charges suivantes :

- g<sub>0</sub> : Poids propre de la poutre g<sub>0</sub> = 0.3<sup>2</sup> × 25 = 2.25 KN / m
- La réaction de la volée a son niveau :



ELU:  $R_B=56.61 \text{ KN/m}$

ELS:  $R_B=41 \text{ KN/m}$

Tableau III.39 : Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$P_u = 1.35 g_0 + R_B$	$P_s = g_0 + R_B$
$P_u = 59.64 \text{ KN/m}$	$P_s = 43.25 \text{ KN/m}$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 34.01 \text{ KN.m}$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 24.67 \text{ KN.m}$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -68.03 \text{ KN.m}$	$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -49.34 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 104.37 \text{ KN}$	

**2. Ferrailage :  $b=0.3 \text{ m}$  ;  $h=0.3 \text{ m}$**

Tableau III.40 : ferrailage de la poutre palière à la flexion simple

	$M(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{flexion}^{CAL} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$
<b>En travée</b>	34.01	0.109	0.144	25.44	3.84	4,5
<b>En appuis</b>	-68.03	0.219	0.312	23.63	8.27	

**3. Exigence du RPA :**

$A_{min} = 0.5\% b \times h = 4.5 \text{ cm}^2$

$A = 8.27 + 3.84 = 11.12 > A_{min}$  ..... vérifier

$A^a$  : Section d'armature en appui

$A^t$  : Section d'armature en travée

**• Calcul d'armature a la torsion :**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier

C'est le moment d'appui à l'ELU :  $M_{tors}^{max} = \frac{M^a \times l}{2} = \frac{16.72 \times 3.7}{2} = 30.94 \text{ KN.m}$

**1. Calcul de la section armature longitudinal :**

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

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur

e : épaisseur de la paroi

A<sub>l</sub> : section d'acier

$$e = \varnothing / 6 = h / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}^2$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 7.11 \text{ cm}^2$$

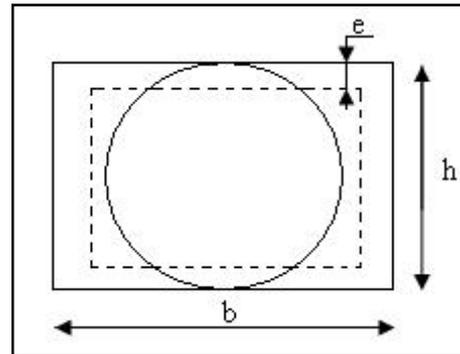


Figure III.10 : Section creuse équivalente

- **En travée :**

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 3.84 + \frac{7.11}{2} \Rightarrow A^t = 7.39 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec  $A^t = 5\text{HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2$

- **En appui :**

$$A^a = A^a_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 8.27 + \frac{7.11}{2} \Rightarrow A^a = 11.82 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec  $A^a = 6\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2$ .

- **Vérification a l'ELU :**

- **Flexion simple :**

- a) **L'effort tranchant :**

$$V_u = 104.37 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 1.28 \text{ MPa} \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

**b) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (104.37 \times 10^{-3} - \frac{68.03 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0,27}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -5.04 \text{cm}^2 \dots \text{Vérifier}$$

**c) Calcul de l'espacement St :** D'après le CBA 93(Art A.5.1.2.2 et Art A.5.1.2.3)

$$S_t \leq \text{Min}(0.9d, 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 29.7\text{cm}$$

On prend St=15cm

**• Calcul des armatures transversales :**

$$A_t = A_t^{FS} + A_t^T$$

Flexion simple	Torsion
$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.45 \text{cm}^2$	$A_t^{\text{min}} = 0.4 \times e \times S_t / f_e \Rightarrow A_t^{\text{min}} = 0.075 \text{cm}^2$
$A_t \geq b(\tau - 0.3 f_{t28}) S_t / 0.8 f_e \Rightarrow A_t \geq 0.91 \text{cm}^2$	$A_t = M_t \times S_t / 2 \times \Omega \times f_{st} \Rightarrow A_t = 1.17 \text{cm}^2$

D'où  $A_t = 0.91 + 1.17 = 2.08 \text{cm}^2$  Soit un cadre 2HA10=1.57cm<sup>2</sup> et un étrier 2HA8=101cm<sup>2</sup>

**d) Vérification de la contrainte de cisaillement :**  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{\text{torsion}}^2 + \tau_{\text{flexion}}^2}$$

$$\text{On a } V_{\text{max}} = 104.37 \text{KN}; \tau_{\text{flexion}} = 1.28 \text{MPa}$$

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_{T_u}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{30.94 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 4.95 \text{MPa}$$

D'où :  $\tau_u = 5.11 \text{Mpa} > \bar{\tau}_u = \min(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{Mpa}) = 3.33 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée.}$

**On augmente la section de la poutre on prend b=35cm et h=40cm.**

$$\tau_u = 2.76 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa}$$

**b) Vérification à ELS :**

**- Etat limite de compression de béton :**

$$y = 12.46 \text{cm}; I = 86570.6 \text{cm}^4$$

**En travée :**  $M_t = 24.67 \text{KN.m}; \sigma_{bc} = 3.55 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

**En appuis :**  $M_a = -29.343 \text{KN.m}; \sigma_{bc} = 7.09 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

- **Evaluation de la flèche :**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} = \frac{4}{370} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 ; \quad \frac{h}{l} = 0.1 > \frac{Mt}{10 \times M_0} = \frac{24.67}{10 \times 74.01} = 0.033$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{7.7}{35 \times 36} = 0.0061 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 . \quad \text{Les conditions sont vérifiées.}$$

- **Schéma de ferrailage :**

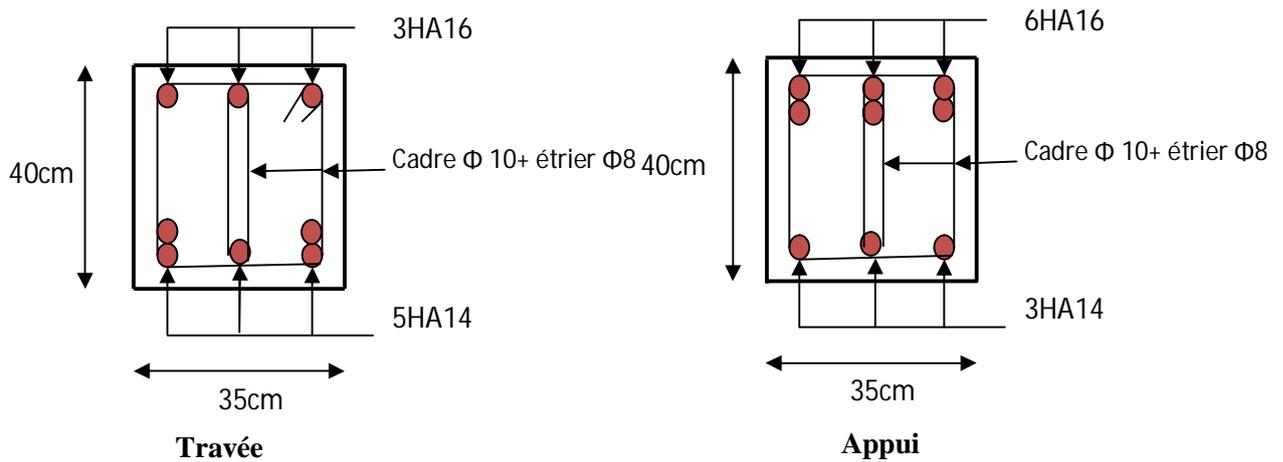


Figure. III.11.Schéma de ferrailage de la poutre palière d'escalier N°2

**III.3.3. Etude de la volée d'escalier N°3:**

1) 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volées :

On opte le même ferrailage que l'escalier N°2.

2) 2<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> volées :

• **La charge permanente sur la volée d'escalier :**

$$\begin{cases} G=9.09 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

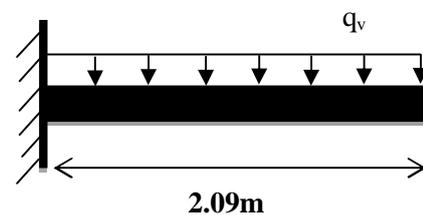
Ce type se calcule comme une console.

**Calcul a l'ELU :**

• **La charge qui revient sur la volée :**

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v$$

$$q_v = (1.35 \times 9.09) + (1.5 \times 2.5) = 16.02 \text{ KN/ml.}$$



Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> )	A choisit (cm <sup>2</sup> /ml)	A répartition (cm <sup>2</sup> /ml)
34.98	0.127	0.17	0.125	7.6	1.3	<b>4HA16/ml 8.04</b>	<b>4HA8/ml 2.01</b>

- **Vérification de l'espace :**

$$S_t \leq \min (2,5h, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (2.5 \times 12, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 37.5 \text{ cm}$$

On a choisi 4HT16, soit  $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$  ..... donc c'est vérifiée.

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

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.234 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Calcul à l'ELS :**

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (9.09+2.5) = 11.59 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(11.59 \times 2.09^2)/2] = 25.31 \text{ KN. m.}$$

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

**Calcul de y :**

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 8.04) y - (15 \times 8.04 \times 13.5) = 0$$

$$50y^2 + 120.6y - 1628.1 = 0$$

$$y = 4.62 \text{ cm}$$

**Calcul de I :**

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

$$I = 12796.87 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de  $\sigma_{bc}$  :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{25.31 \times 10^3}{12796.87 \times 10^8} \times 0.0462 = 9.13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Pas de risque de fissuration du béton.

La fissuration peut nuisible donc la vérification  $\sigma_{st}$  n'est pas nécessaire.

• La flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{20}; \frac{3}{80}\right) \Rightarrow 0.057 < 0.05$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 5.95 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

• Vérification de la flèche :

Les résultats de calcul avec le logiciel SOCOTEC sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.41 : Evaluation de la flèche dans la partie 2 de l'escalier :

L (m)	B (m)	H (m)	As <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	M <sub>j ser</sub> (KN.m)	M <sub>g ser</sub> (KN.m)	M <sub>p ser</sub> (KN.m)	Δf (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)
2.09	1.00	0.15	8.04	0	25	3.15	9.49	23.9	8.27	8.36

• Ferrailage :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 4HA16 = 8.04 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ A_{st}^y = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• Schéma de ferrailage :

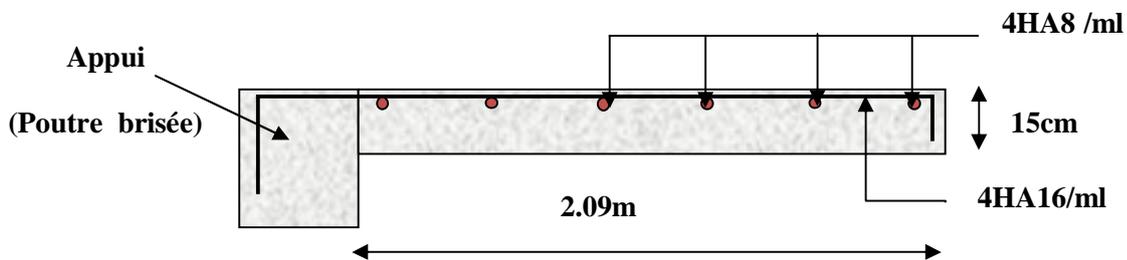


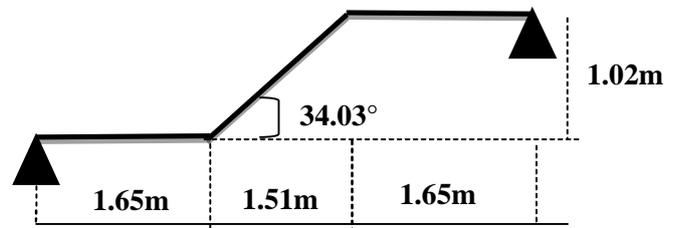
Figure III .12. Schéma de ferrailage des volées 3 et 4.

• Calcul de la poutre brisée :

Dimensionnement :

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

$$L = 1.65 + (1.51 / \cos 34.03^\circ) + 1.65 = 5.12 \text{ m}$$

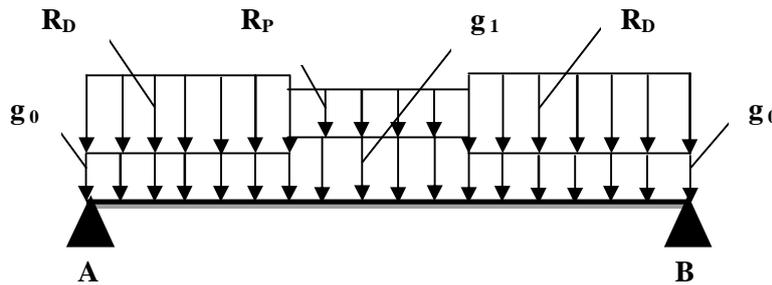


$$34.13 \leq h \leq 51.2$$

Donc soit h = 45 cm et b = 40 cm.

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

1. Calcul à la flexion simple :



La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.4 \times 0.45 = 4.5 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.4 \times 0.45 / \cos 34.03^\circ = 5.42 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$R_D = 30.64 \text{ KN/ml.}$$

$$R_P = 22.71 \text{ KN/ml.}$$

Avec:

$R_D$  : la charge ramenée par le palier.

$R_P$  : la charge ramenée par la volée.

• Calcul des sollicitations :

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

Tableau III.42. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

$R_A$ (KN)	$R_B$ (KN)	X(m)	$M_0$ (KN.m)	$M_a$ (KN .m)	$M_t$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
83.24	83.24	2.405	95.91	47.95	71.73	83.24

• Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple :

Tableau III.43. Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis :

Mu (KN. m)	$\mu_{bu}$	A	Z (m)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>					
71.73	0.0769	0.1	0.388	2.02	5.31
<b>En appui</b>					
47.95	0.051	0.066	0.394	2.02	3.49

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$V_u = 83.24 \text{KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.51 \text{MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

- Armatures transversales à la flexion simple :

Soit  $S_t = 20 \text{ cm}$

$S_t = 20 \text{ cm} < \min(0.9 d ; 40 \text{ cm}) = 36.45 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée.

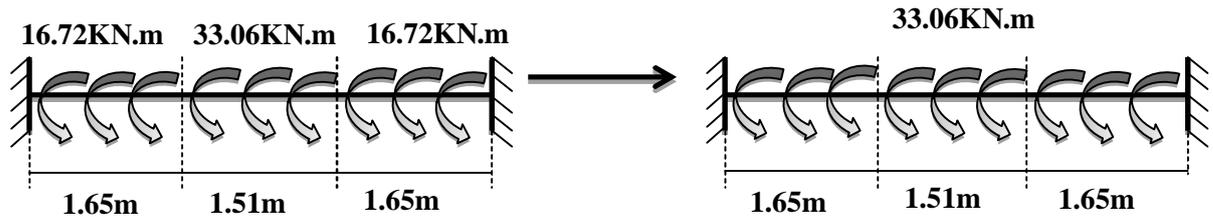
$$A_t = \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.40 \times 0.2}{400} = 0.80 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = b(\tau - 0.3 f_{t28}) S_t / 0.8 f_e \Rightarrow A_t = -0.3 \text{ cm}^2$$

Donc  $A_t = 0.80 \text{ cm}^2$

2. Calcul à la torsion :

Le moment de torsion :



Le moment maximum aux appuis :

$$M_t = 33.06 \text{KN.m}$$

Le moment de torsion.

$$M_T = \frac{33.06 \times 4.81}{2} = 79.5 \text{KN.m}$$

- Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :

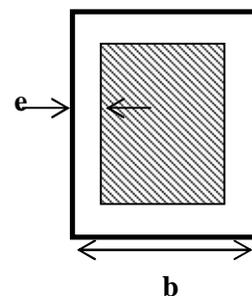
$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \Omega e}$$

$$e = \frac{1}{6} \times b = \frac{1}{6} \times 40 = 6.66 \text{cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 1278.25 \text{ cm}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 2556.51 \text{ cm}^2$$

$$\tau_T = \frac{79.5 \times 10^{-3}}{2 \times 0.127825 \times 0.0666} = 4.66 \text{MPa}$$



On doit vérifier que

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

La résultante des contraintes tangentielles :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} = 4.68 \text{ MPa}$$

D'où :  $\tau = 4.68 \text{ MPa} > \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  Non vérifiée.

On augmente la section de la poutre on prend  $b=50\text{cm}$  et  $h=50\text{cm}$

$$\tau_u = 2.74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

- **Armatures longitudinales en torsion :**

$$A_t = M_T \times U \times \gamma_s / 2 \times \Omega \times f_e \Rightarrow A_t = 10.9 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales en torsion :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}$$

Si on fixe  $S_t=20 \text{ cm}$

$$A_t = M_t \times S_t \times \gamma_s / 2 \times \Omega \times f_e \Rightarrow A_t = 1.31 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage de la poutre brisée :**

**Armatures transversales :**

$$A_t = A_t^{flexion} + A_t^{torsion} \Rightarrow A_t = 2.11 \text{ cm}^2$$

$S_t=20 \text{ cm}$

**Armatures longitudinales :**

**En appui :**

$$A^a = A^a_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = + \frac{10.9}{2} \Rightarrow A^a = 8.94 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec  $A^a = \mathbf{4HA14+4HA12 = 10.68 \text{ cm}^2}$ .

**En travée :**

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 5.31 + \frac{10.9}{2} \Rightarrow A^t = 10.76 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec  $A^t = \mathbf{6HA14+2HA12=11.5 \text{ cm}^2}$ .

- Schéma de ferrailage :

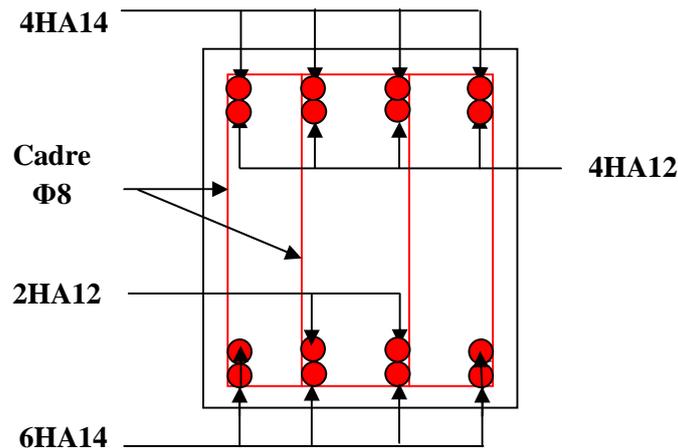


Figure. III.13.Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

**Calcul à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans béton.

Les calculs à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.44. Calcul à l'ELS :

$R_A(KN)$	$R_B(KN)$	$X(m)$	$M_0(KN.m)$	$M_a(KN .m)$	$M_t(KN.m)$
65.9	65.9	2.4	80.1	<b>40.05</b>	<b>60.07</b>

- Vérification de  $\sigma_{bc}$ :

**Calcul de y :**

$$y = 14.5 \text{ cm}$$

**Calcul de I :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_{sc} (y - d')^2 + 15A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 211278.54 \text{ cm}^4$$

- Calcul de  $\sigma_{bc}$  :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{60.07 \times 10^{-3}}{211278.54 \times 10^{-8}} \times 0.145 = 4.12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{ Pas de risque de fissuration du béton.}$$

La fissuration peut nuisible donc la vérification  $\sigma_{st}$  n'est pas nécessaire.

- **La flèche :**

$$\frac{h}{l} = \frac{5}{481} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 ; \frac{h}{l} = 0.1 > \frac{Mt}{10 \times M_0} = \frac{71.73}{10 \times 95.91} = 0.074$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{11.5}{50 \times 45} = 0.0051 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 . \quad \text{Les conditions sont vérifiées.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.4. Etudes des dalles pleines :

#### III.4.1. Dalle sur deux appuis :

- **Evaluation des charges :**

$$G=4.53\text{KN/m}^2 ; Q=1.5\text{KN/m}^2$$

$$P_u=1.35G+1.5Q=8.36\text{KN/m}^2$$

$$L_x=1.45\text{m}$$

$$L_y=2.17\text{m}$$

$\rho > 0.4$  Donc la dalle travaille dans les deux sens.

- **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2)$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\mu_x=0.073 \quad \dots\dots\dots\text{ANNEXE 1}$$

$$\mu_y=0.03753$$

$$M_x = 1.28\text{KN.m}$$

$$M_y = 0.48\text{KN.m}$$

- **Calcul des moments réels :**

#### En travées :

$$M_t^x=0.85 M_x=1.09\text{KN.m.}$$

$$M_t^y=0.85 M_y=0.40\text{KN.m.}$$

#### En appuis :

$$M_a^x=M_a^y= -0.5 M_x= -0.64\text{KN.m.}$$

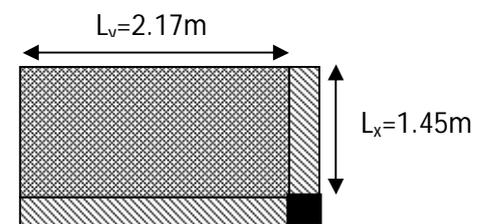


Figure. III.14. Dalle sur 02 appuis

• **Le ferrailage :**

**En travée :**

**Sens x-x :**

$$\mu_{bu} = 0.0065 \Rightarrow A_s = 0.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition non fragilité :**

$$\rho = 0.66 > 0.4$$

$$e = 12 \text{ cm}$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.66) \times 100 \times 12 = 1.12 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_s = A_{\min} = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

**Sens y-y :**

$$\mu_{bu} = 0.0029 \Rightarrow A_s = 0.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Condition non fragilité :**

$$\rho = 0.66 > 0.4$$

$$e = 12 \text{ cm}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0,96 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_s = A_{\min} = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

• **Calcul de l'espacement :**

La fissuration est nuisible.

**Sens x-x:**  $S_t = (100/3) = 33 \text{ cm}$ .

**Sens y-y:**  $S_t = (100/3) = 33 \text{ cm}$ .

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.45. Résultats de ferrailage de la dalle sur deux appuis :

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St (cm)
X	1.11	0.0078	0.0097	0.0996	0.32	1.12	<b>1,51=3HA8</b>	33
Y	0.42	0.0029	0.0036	0.0998	0.12	0.96	<b>1.51=3HA8</b>	33

En appui								
X et Y	0.65	0.0045	0,0057	0,0997	0,187	1.12	1,51=3HA8	33

• Vérifications :

A l'ELU :

• Vérification à l'effort tranchant :

$$\rho > 0.4$$

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

$$V_u^x = \frac{8.36 \times 1.45}{2} \times \frac{2.17^4}{2.17^4 + 1.45^4} = 5.05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5.05 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.0505 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0505 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A l'ELS:

$$G=4.53 \text{ KN/m}^2; Q=1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P=G+Q=6.03 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x=0.0792$$

$$\mu_y=0.5351$$

$$M_{ser}^{tx} = 0.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^{ty} = 0.46 \text{ KN.m}$$

• La vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 1.91 \text{ cm.}$$

$$I=1714.66 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{iser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.96 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

• La contrainte dans l'acier :

Fissuration très nuisible  $\rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{.3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 MPa.$

$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 61.57 Mpa.$

$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$  ..... Condition vérifiée.

• La flèche :

$\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.45} = 0.082 > \max \left[ \frac{3}{80}, \frac{M_t^{ser}}{20 \times M_0} \right] = 0.042$  ;  $\frac{A_s}{b \times d} = 0.00151 < \frac{2}{f_e} = 0.005$

Les deux conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• Schéma de ferrailage :

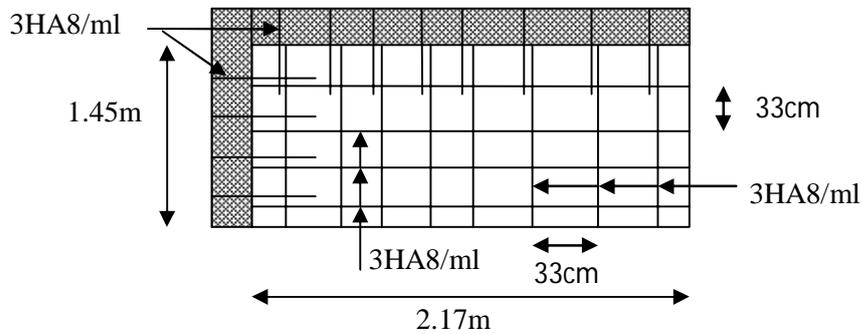


Figure.III.15.schéma de ferrailage de la dalle sur 02 appuis

III.4.2. Dalle sur trois appuis :

On a :

$L_x = 1.7m$

$L_y = 4.35m$

$\rho = 0.39 < 0.4$  Donc la dalle travaille suivant un seul sens ( $l_x$ ), elle se comporte comme une poutre.

$\frac{L_y}{2} = 2.175 \Rightarrow L_x < \frac{L_y}{2}$

Donc :

$$\begin{cases} M_{oy} = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_{ox} = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

On a:  $G = 4.53 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = 1.35G + 1.5Q = 8.36 \text{ KN/m}^2$

$P_s = G + Q = 6.03 \text{ KN/m}^2$

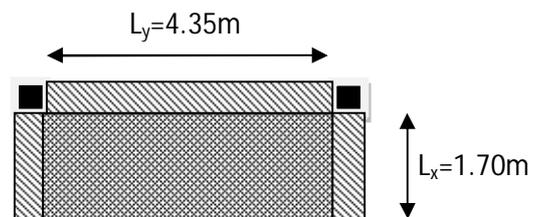


Figure. III.16.Dalle sur 03 appuis

- **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_{0x} = 25.16 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 6.84 \text{KN.m}$$

- **Calcul des moments réels :**

**En travées :**

$$M_t^x = 0.85 M_x = 21.38 \text{KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 5.18 \text{KN.m.}$$

**En appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -12.58 \text{KN.m.}$$

- **Ferraillage:**

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.46. Résultats de ferraillage de la dalle sur trois appuis :

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St (cm)
X	21.38	0.129	0.173	0.1	6.11	1.25	<b>7.7=5HA14</b>	20
Y	5.18	0.031	0.039	0.106	1.4	0.96	<b>2.01=4HA8</b>	25
En appui								
X et Y	12.58	0.075	0,119	0,098	3.65	1.25	<b>4.52=4HA12</b>	25

- **Vérifications :**

**A l'ELU :**

- **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\rho < 0.4$$

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

$$V_u^x = \frac{8.36 \times 1.7}{2} \times \frac{4.35^4}{4.35^4 + 1.7^4} = 6.94 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{6.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.0694 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.0694 \text{MPa} \leq 1,25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

**A P'ELS:**

$$G=4.53 \text{KN/m}^2; Q=1.5 \text{KN/m}^2$$

$$P=G+Q=6.03 \text{KN/m}^2$$

$$M_{ser}^{tx} = 15.42 \text{KN.m}$$

$$M_{ser}^{ty} = 4.19 \text{KN.m}$$

- **La vérification de la contrainte dans le béton :**

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

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 3.78 \text{cm.}$$

$$I=6268.84 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{tser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 9.54 \text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{MPa}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{.3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 15.70 \text{Mpa.}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **La flèche :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.7} = 0.07 > \max \left[ \frac{3}{80}, \frac{M_t^{ser}}{20 \times M_0} \right] = 0.042 \quad ; \quad \frac{A_s}{b \times d} = 0.0077 < \frac{2}{f_e} = 0.005$$

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

Tableau III.47.Evaluation de la flèche dans la dalle sur 03 appuis :

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
1.7	7.7	7.5	11.59	15.42	6268.84	16085.74
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
3.78	9245.06	7361.81	7058.3	11324.79	<b>0.26</b>	<b>0.34</b>

• Schéma de ferrailage :

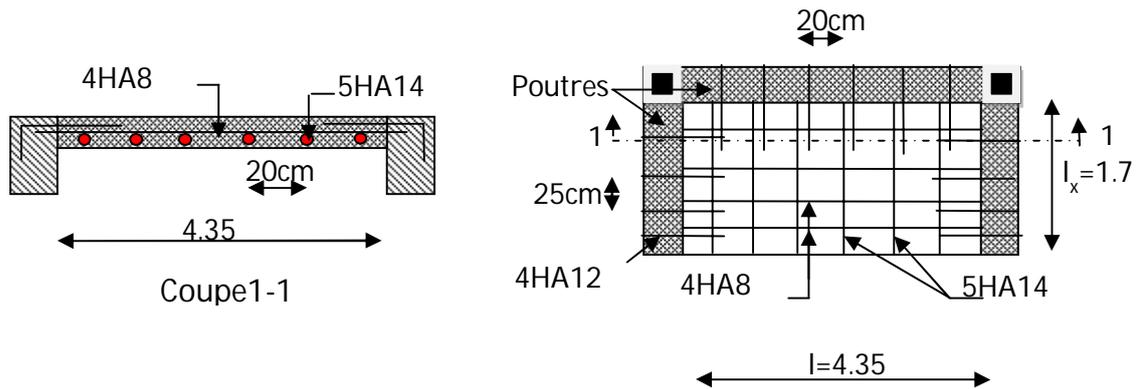


Figure. III.17.Schéma de ferrailage d'une dalle sur 03 appuis

III.4.3. Dalle sur quatre appuis avec ouverture :

On a :  $L_x = 5.88m$ ,

$L_y = 6.14 m$ .

$G = 6.72KN/m^2$

$Q = 1.5KN/m^2$

**A l'ELU :**

$$P_u = (1,35 G + 1.5 Q)$$

$$P_u = (1,35 \times 6.72 + 1.5 \times 1.5) = 11.32 KN/m$$

$\rho > 0.4$  La dalle travaille selon deux sens.

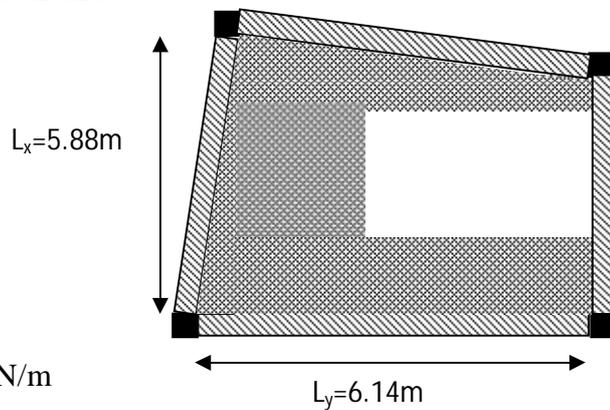


Figure. III.18. dalle sur 04 appuis

• Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2) \quad \mu_x = 0.0410 \quad M_x = 16.28KN.m$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \quad \mu_y = 0.8875 \quad M_y = 14.44KN.m$$

• Calcul des moments réels :

**En travées :**

$$M_t^x = 0.85 M_x = 13.83KN.m.$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 12.28KN.m.$$

**En appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -8.14KN.m.$$

• Ferrailage:

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.48. Résultats de ferrailage de la dalle sur trois appuis :

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St (cm)
X	13.83	0.097	0.128	0.094	4.22	0.98	4.52=4HA12	25
Y	12.28	0.086	0.113	0.095	3.7	0.96	4.52=4HA12	25
En appui								
X et Y	8.14	0.057	0.073	0,097	2.41	0.98	3.14=4HA10	25

• Vérifications :

A l'ELU :

• Vérification à l'effort tranchant :

$$\rho > 0.4$$

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

$$V_u^x = \frac{11.32 \times 5.88}{2} \times \frac{6.14^4}{6.14^4 + 5.88^4} = 18.07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.07 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.1807 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.1807 \text{ MPa} \leq 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A l'ELS:

$$G=6.72 \text{ KN/m}^2; Q=1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P=G+Q=8.22 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x=0.0483$$

$$\mu_y=0.9236$$

$$M_{ser}^{lx} = 11.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^{ly} = 10.76 \text{ KN.m}$$

- **La vérification de la contrainte dans le béton :**

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

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 3.06 \text{cm.}$$

$$I = 4220.57 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{iser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 8.45 \text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{MPa}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

Fissuration très nuisible  $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{MPa.}$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 287 \text{Mpa.}$$

$\sigma_s > \bar{\sigma}_s$  ..... Condition n'est pas vérifiée.

On recalcule le ferrailage à l'ELS.

$$A = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}, \quad \alpha = \sqrt{90 \beta \frac{(1 - \alpha)}{(3 - \alpha)}}, \quad \beta = \frac{M_{ser}}{\sigma \times b \times d^2}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	β (10 <sup>-3</sup> )	α	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
travée	x-x	11.66	4.95	0.333	<b>6.02</b>	<b>4HA14=6.16</b>
	y-y	10.76	4.57	0.322	<b>5.53</b>	<b>4HA14=6.16</b>
Appui		6.85	2.91	0.265	<b>3.45</b>	<b>5HA10=3.93</b>

- **La flèche :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{5.88} = 0.020 < \max \left[ \frac{3}{80}, \frac{M_t^{ser}}{20 \times M_0} \right] = 0.042 \quad ; \quad \frac{A_s}{b \times d} = 0.0057 > \frac{2}{f_e} = 0.005$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau III.49.Evaluation de la flèche dans la dalle sur 04 appuis :

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
5.88	6.16	3.97	9.53	11.66	6344.58	16376.7
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
3.63	18014.37	7748.78	6877.81	10939.01	<b>2.3</b>	<b>1.088</b>

La flèche n'est pas vérifiée on augmente l'épaisseur soit  $e=18\text{cm}$ , on trouve :

$$\Delta f = 0.86\text{cm} < \underline{f} = 1.088\text{cm}$$

• **Schéma de ferrailage :**

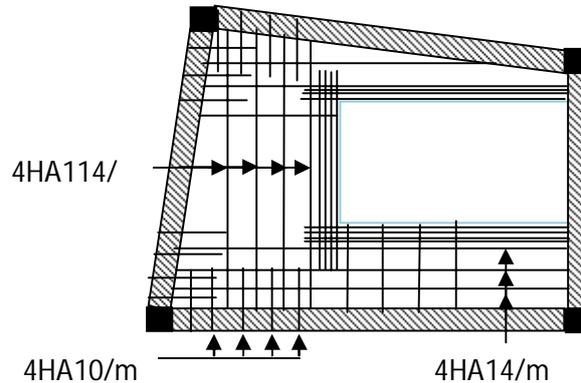


Figure. III.19. Schéma de ferrailage d'une dalle sur 04 appuis

**III.4.3. Dalle sur quatre appuis (étage courant) :**

On a :  $L_x = 4.7\text{m}$

$$L_y = 5.33\text{m}$$

$$G = 4.53\text{KN/m}^2$$

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

**A l'ELU :**

$$P_u = (1.35 G + 1.5 Q)$$

$$P_u = (1.35 \times 4.53 + 1.5 \times 1.5) = 8.36 \text{ KN/m}$$

$\rho > 0.4$  La dalle travaille selon deux sens.

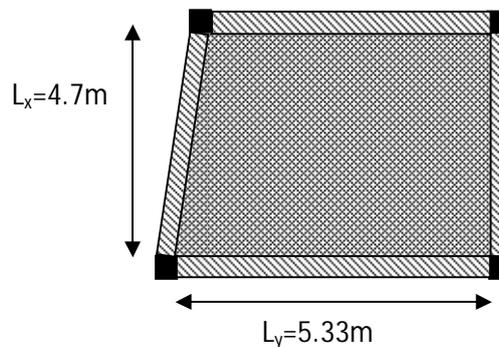


Figure. III.20. dalle sur 04 appuis

• **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2) \quad \mu_x = 0.0476 \quad M_x = 8.79\text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \quad \mu_y = 0.7438 \quad M_y = 6.54\text{KN.m}$$

• **Calcul des moments réels :**

**En travées :**

$$M_t^x = 0.85 M_x = 7.47\text{KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 5.56\text{KN.m.}$$

**En appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -4.39\text{KN.m.}$$

• **Ferrailage:**

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.50. Résultats de ferrailage de la dalle sur trois appuis :

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St (cm)
X	7.47	0.045	0.057	0.105	2.03	1.01	3.14=4HA10	25
Y	5.56	0.033	0.042	0.106	1.5	0.96	3.14=4HA10	25
En appui								
X et Y	4.39	0.026	0.033	0.106	1.18	1.01	2.01=4HA8	25

• Vérifications :

A l'ELU :

• Vérification à l'effort tranchant :

$$\rho > 0.4$$

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

$$V_u^x = \frac{8.36 \times 4.7}{2} \times \frac{5.33^4}{5.33^4 + 4.7^4} = 12.24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.1224 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.092 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A l'ELS:

$$G=4.53 \text{ KN/m}^2; Q=1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P=G+Q=6.03 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x=0.0546$$

$$\mu_y=0.8216$$

$$M_{ser}^{tx} = 6.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^{ty} = 5.07 \text{ KN.m}$$

• La vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 2.75 \text{ cm.}$$

$$I = 3745.42 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{iser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.53 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

• **La contrainte dans l'acier :**

Fissuration très nuisible  $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa.}$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 199 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  ..... Condition est vérifiée.

• **La flèche :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{4.7} = 0.025 < \max \left[ \frac{3}{80}, \frac{M_t^{ser}}{20 \times M_0} \right] = 0.042 \quad ; \quad \frac{A_s}{b \times d} = 0.0023 < \frac{2}{f_e} = 0.005$$

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

Tableau III.51. Evaluation de la flèche dans la dalle sur 04 appuis :

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
4.7	3.14	2.87	4.64	6.18	3745.42	15444.2
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
2.75	16988.62	13100.01	7715.64	15188.88	<b>0.82</b>	<b>0.94</b>

• **Schéma de ferrailage :**

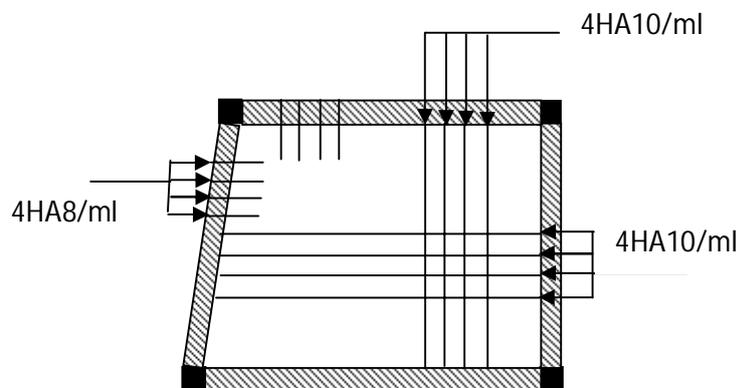


Figure. III.21. Schéma de ferrailage d'une dalle sur 04 appuis

**III.4.3. Dalle sur quatre appuis (terrasse inaccessible) :**

On a :  $L_x = 4.7m$

$L_y = 5.33m$

$G = 6.72KN/m^2$

$Q = 1.5KN/m^2$

**A l'ELU :**

$P_u = (1,35 G + 1.5 Q)$

$P_u = (1.35 \times 6.72 + 1.5 \times 1.5) = 11.32 KN/m$

$\rho > 0.4$  La dalle travaille selon deux sens.

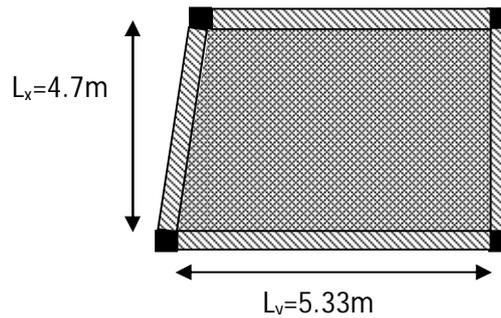


Figure. III.22. dalle sur 04 appuis

• **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2) \quad \mu_x = 0.0476 \quad M_x = 11.9KN.m$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \quad \mu_y = 0.7438 \quad M_y = 8.85KN.m$$

• **Calcul des moments réels :**

**En travées :**

$M_t^x = 0.85 M_x = 10.11KN.m.$

$M_t^y = 0.85 M_y = 7.52KN.m.$

**En appuis :**

$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -5.95KN.m.$

• **Ferraillage:**

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.52. Résultats de ferraillage de la dalle sur trois appuis :

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St (cm)
X	10.11	0.061	0.078	0.104	2.77	1.01	3.14=4HA10	25
Y	7.52	0.046	0.059	0.105	2.04	0.96	3.14=4HA10	25
En appui								
X et Y	5.95	0.035	0.045	0.106	1.61	1.01	2.01=4HA8	25

- **Vérfications :**

**A l'ELU :**

- **Vérfication à l'effort tranchant :**

$$\rho > 0.4$$

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

$$V_u^x = \frac{11.32 \times 4.7}{2} \times \frac{5.33^4}{5.33^4 + 4.7^4} = 16.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16.57 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.1657 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.092 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

**A l'ELS:**

$$G = 6.72 \text{ KN/m}^2; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P = G + Q = 8.22 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x = 0.0546$$

$$\mu_y = 0.8216$$

$$M_{ser}^{tx} = 8.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^{ty} = 6.92 \text{ KN.m}$$

- **La vérification de la contrainte dans le béton :**

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

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 2.75 \text{ cm.}$$

$$I = 3745.42 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 6.18 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\text{Fissuration très nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 271.45 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s > \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Condition n'est pas vérifiée.}$$

On recalcule le ferrailage à l'ELS.

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}, \quad \alpha = \sqrt{90 \beta \frac{(1 - \alpha)}{(3 - \alpha)}}, \quad \beta = \frac{M_{ser}}{\sigma \times b \times d^2}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	β (10 <sup>-3</sup> )	α	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
travée	x-x	8.42	3.58	0.29	<b>4.28</b>	<b>4HA12=4.52</b>
	y-y	6.92	2.94	0.266	<b>3.48</b>	<b>4HA12=4.52</b>
Appui		4.95	2.1	0.229	<b>2.46</b>	<b>4HA10=3.14</b>

• La flèche :

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{4.7} = 0.025 < \max \left[ \frac{3}{80}, \frac{M_t^{ser}}{20 \times M_0} \right] = 0.042 \quad ; \quad \frac{A_s}{b \times d} = 0.0041 < \frac{2}{f_e} = 0.005$$

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

Tableau III.53.Evaluation de la flèche dans la dalle sur 04 appuis :

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
4.7	4.52	2.87	6.88	8.42	5008.39	15878.63
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
3.2	17466.49	8258.38	6863.06	12079.17	<b>1.32</b>	<b>0.94</b>

La flèche n'est pas vérifiée on augmente l'épaisseur soit e=15cm, on trouve :

$$\Delta f = 0.657cm < \bar{f} = 0.94cm$$

• Schéma de ferrailage :

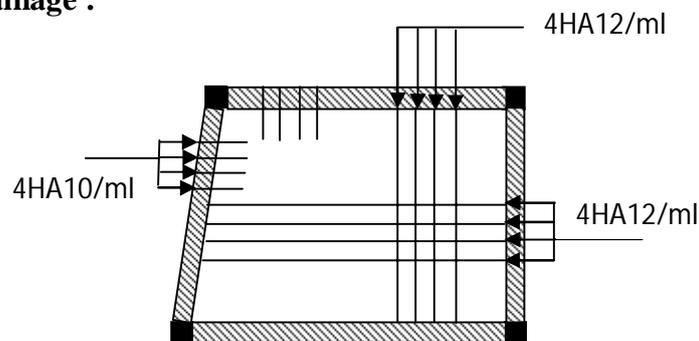


Figure. III.23.Schéma de ferrailage d'une dalle sur 04 appuis

### III.5. Etude des poutres de chainages :

On a  $h=30\text{cm}$  ;  $b=30\text{cm}$ .

#### III.5.1. Calcul des sollicitations

Poids propre :  $P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 \Rightarrow P_p = 2.25\text{KN/m}$

Poids des murs :  $P_m = 2.8 \times (3.06 - 0.3) \Rightarrow P_m = 7.728\text{ KN/m}$ .

$P_u = 1.35 \times (2.25 + 7.728) \Rightarrow P_u = 13.47\text{ KN/ml}$ ;  $P_s = 7.728 + 2.25 = 9.978\text{KN/ml}$

#### III.5.2. Calcul à l'E.L.U

Pour le calcul des sollicitations on applique la méthode de Caquot minoré(FN). Le calcul des armatures longitudinales se fait à la flexion simple, les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau III.54. Calcul des moments et ferrailage correspondant

	M(KN.m)	Z(m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	20.194	0.260	2.23	2HA12=2.26
<b>En appuis</b>	-14.463	0.263	1.58	2HA12=2.26

#### III.5.3. Vérifications à l'E.L.U

- **Effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.377\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4\text{MPa}\right) = 3.25\text{MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

- **Calcul des armatures transversales** :  $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq 11.42\text{mm}$

Soit un cadre T8  $\Rightarrow A_t = 2HA8 = 1.01\text{cm}^2$

- **L'espacement**

- 1)  $S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 24.3\text{ cm}$

- 2)  $S_t \leq \frac{A_t \times 0.8f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.377 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0 \quad \text{(CBA Art A.5.1.2.3)}$

- 3)  $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 33.66\text{cm} \quad \text{.On prend } S_t = 15\text{cm}$

### III.5.4. Vérification à l'E.L.S

- Vérification de la contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ ;  $M_S = 22.71 \text{KNm}$ .

$$M_t^s = 14.959 \text{KNm}$$

$$M_a^s = -10.714 \text{KNm}$$

$$\text{Calcul de } y : A = 2.26 \text{cm}^2; \frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 6.76 \text{cm}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 1697655 \text{cm}^4$$

En travée: ( $\sigma_{bc} = 5.95 \text{MPa}$ ) <  $15 \text{MPa}$  ..... Vérifiée

En appuis: ( $\sigma_{bc} = 4.26 \text{MPa}$ ) <  $15 \text{MPa}$  ..... Vérifiée

- Evaluation de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.075 > 0.0625; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.088 > 0.075; \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0027 < 0.01$$

D'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

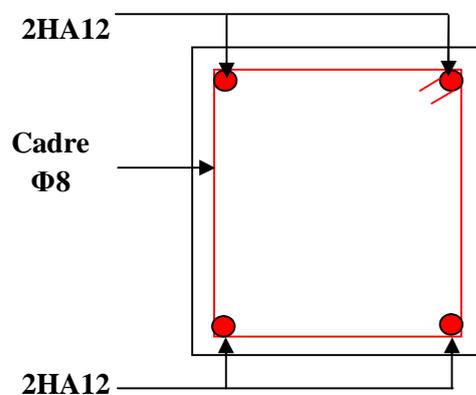


Figure III .24. Schéma de ferrailage de la dalle sur un seul appui

### III.6. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console, encadrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort ( $F^p$ ) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

**III.6.1 hypothèses de calcul :**

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée.

**III.6.2 Evaluation des charges et surcharges :**

$S_{acr} = 0,0985 \text{ m.}$

$G = 2.55 \text{ KN/ml.}$

La charge d'exploitation  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

**III.6.2.1. Charge verticale :**

Tableau III.55.Charge permanente revenant à l'acrotère :

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.07375	1.87	0.7	<b>2.55</b>	<b>1.00</b>

**III.6.2.2 : Charge horizontale (Charge sismique) :**

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$       **RPA99 (article 6.2.3).**

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

$C_p$  : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

$W_p$  : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

Donc :  $\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.55 \text{ KN / ml.} \end{cases}$

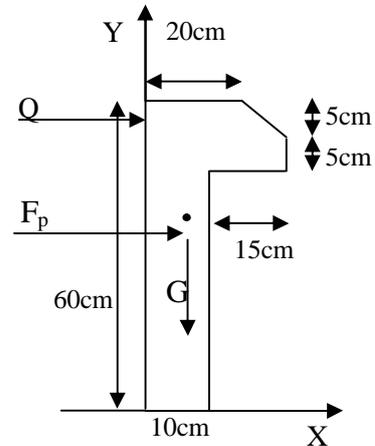


Figure. III.25.Coupe transversale de l'acrotère.

Donc :  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.55 \Rightarrow F_p = 1.224 \text{ KN}$

### III.6.3 : Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.0723 \text{ m} \\ Y_G = 0.346 \text{ m} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.55 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.224 \times 0.346 \Rightarrow M_{F_p} = 0.423 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.56. Combinaisons d'action de l'acrotère.

	<b>RPA 99</b>	<b>ELU</b>	<b>ELS</b>
<b>Sollicitations</b>	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
<b>N (KN)</b>	2.55	3.44	2.55
<b>M (KN.m)</b>	1.023	<b>0.90</b>	<b>0.6</b>

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.023}{2.55} = 0.40 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extrémité de la section et  $N_u$  est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

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

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

On remplace l'excentricité réelle ( $e = \frac{Mu}{Nu}$ ) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

$e_0$  : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

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

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

$$e_a = \max (2cm \cdot L/250)$$

L : portée de l'élément =60 cm

$$e_a = \max (2cm \cdot 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

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

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

$l_f$  : Longueur de flambement

$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 1.2m$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.1} = 0.000864 m$$

D'où :  $e = 0.4 + 0.02 + 0.000864 = 0.420m$

Les sollicitations de calcul deviennent :

Nu= 3.44 KN.

Mu = Nu × e = 3.44 × 0.42 = 1.44 KN.m

**III.6.5 : Ferrailage de l'acrotère :**

**Calcul à l'ELU :**

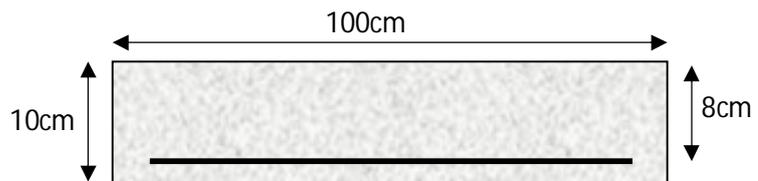


Fig. III.26. Section à ferrailer.

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

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_F$  rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.54 \text{ KNm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0169$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

$$\text{D'où : } \alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right] = 0.021$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.45 \text{ cm}^2$$

**Vérification à l'ELU :**

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$  On adopte:  $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 1.224 + 1 = 2.224 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.224 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.0278 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28}^{1/3}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa.} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0278 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement :**

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 30 \text{ cm}$ .

2. Armatures de répartitions :  $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i)$$

RPA (Article. A.6.1, 3)

$\Sigma \mu_i$ : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.224 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.10043) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.3 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa}$$

(RPA Article. A.6.1, 21)

$\Psi_s$  est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$d = 0.08 \text{ m}; N_{ser} = 2.55 \text{ KN}; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / I; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / I;$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$c = d - e_1$$

$e_1$ : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6/2.55) + (0.08 - 0.10/2) \Rightarrow e_1 = 0.232 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow c = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \frac{h}{2} = \frac{0.6}{2.55} + \frac{0.10}{2} = 0.28 \text{ m}$$

$$c = 0.28 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

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

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b \Rightarrow P = -0.23 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (0.28)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 + 0.28)^2}{1} \Rightarrow q = -0.041 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (\*), sa résolution donne :  $y_c = -0.235 \Rightarrow y_{ser} = 0.045 \text{ m}$ .

$$I = 3406.83 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.55 \times 10^{-3}}{3406.3 \times 10^{-8}} \times 0.045 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.36 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}}$$

• Schéma de ferrailage de l'acrotère.

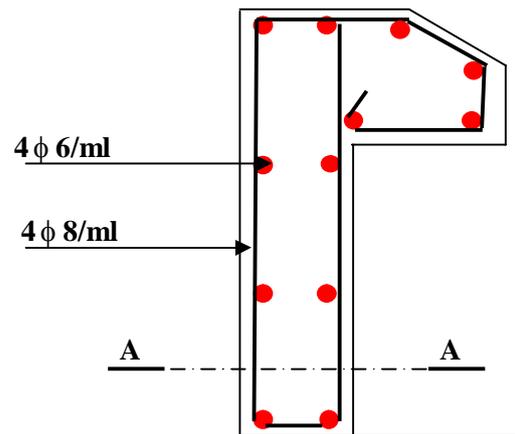
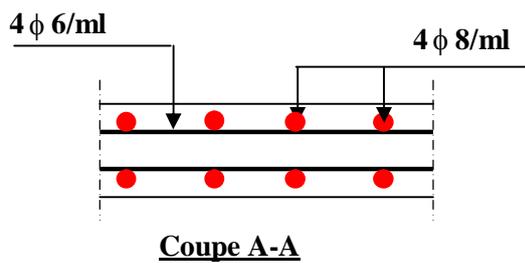


Figure III.27. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

### III.7. Etude de l'ascenseur :

#### III.7.1. 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 08 personnes.

#### Les caractéristiques :

- $V=1\text{m/s}$   $\rightarrow$  vitesse de levage.
- $P_m=15\text{KN}$  : charge due à la salle de machine.
- $D_m=82\text{KN}$  : charge due au poids propre de la l'ascenseur.
- $F_c=102\text{KN}$  : charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 37.36 m.
- $B_s \times T_s = 220 \times 200$  dimensions de la gaine.
- Poids de 08 personnes = 630 kg.

$$P = 15 + 82 + 6.3 = 103.3 \text{ KN.}$$

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.

#### III.6.2. Calcul de premier type de dalle :

Elle supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur  $h_0 = 20 \text{ cm}$ .

On a  $P = 103.3 \text{ KN}$ .

$h_0 = 20 \text{ cm}$  : épaisseur de la dalle.

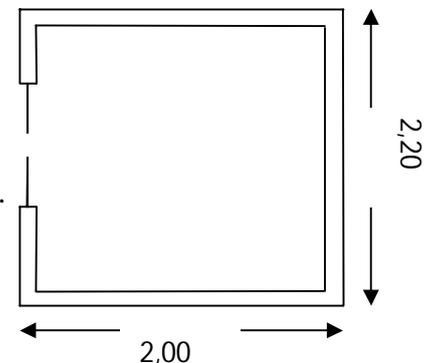


Figure III.28. Cage de l'ascenseur

$h_1 = 4 \text{ cm}$  : revêtement en béton.

$a_0$  et  $U$  dimensions //  $l_x = 200$ .

$b_0$  et  $V$  dimensions //  $l_y = 220$ .

$U$  et  $V$  les cotés de rectangle d'impact.

$a_0$  et  $b_0$  : surface de chargement.

$l_x$  et  $l_y$  les dimensions du panneau dalle.

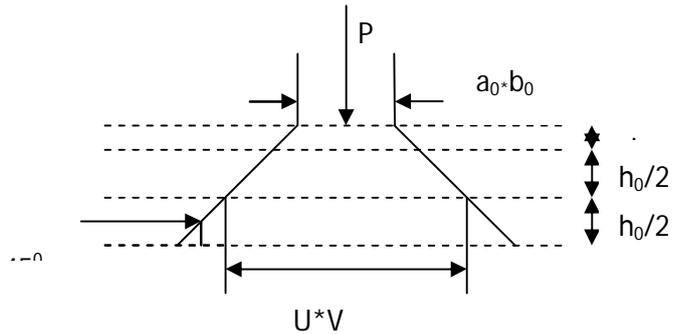
Avec :  $U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1$

$$V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

Et :  $\xi = 1$  (revêtement en béton)  $\nu = 1\text{m/s}$  ( $a_0 = b_0 = 80\text{cm}$ )

$$U = 80 + 20 + 2 \times 4 = 108 \text{ cm.}$$

$$V = 80 + 20 + 2 \times 4 = 108 \text{ cm.}$$



### III.7.2.1 : Calcul à l'ELU :

#### 1) Evaluation des moments $M_{x1}$ et $M_{y1}$ du système de levage :

$$M_{x1} = Pu (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = Pu (M_2 + \nu M_1) \quad \text{avec : } \nu \text{ coefficient de poisson. (0 à l'ELU et 0,2 à l'ELS).}$$

Les moments  $M_1$  et  $M_2$  sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}, \quad \frac{U}{l_x}, \quad \frac{V}{l_y}.$$

$$\text{On } \rho = \frac{200}{220} = 0.9, \quad \frac{U}{l_x} = \frac{108}{200} = 0.54, \quad \frac{V}{l_y} = \frac{108}{220} = 0,49$$

En utilisant l'abaque de PIGEAUD on obtient :

$$M_1 = 0,1$$

$$M_2 = 0,08$$

$$Pu = 1.351 \times 03.3 = 139,45 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = 139.45 \times 0.1 = 13.945 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 139.45 \times 0.08 = 11.156 \text{ KN.m}$$

#### 2) évaluation des moments $M_{x2}$ et $M_{y2}$ dus au poids propre de la dalle :

$\rho > 0,4 \rightarrow$  la dalle dans les deux sens.

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont des coefficients en fonction de  $\rho$  et de  $\nu$

$$\mu_x = 0.0456 \quad , \quad \mu_y = 0.7834$$

$$q_u = 1.35G + 1.5 q$$

$$G = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.04 = 5.88 \text{ KN/ml}$$

$$q = 1 \text{ KN/ml} \quad \rightarrow \quad q_u = 9.438 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0456 \times 9.438 \times (2)^2 = 1.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.7834 \times 1.72 = 1.34 \text{ KN.m}$$

### 3) Superposition des moments:

Les moments max agissant au centre de la dalle.

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 15.665 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12.476 \text{ KN.m}$$

**N.B** : pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des murs.

Les moments en travée et en appui sont :

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 12.476 = 10.62 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 15.665 = 13.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 15.665 = -4.69 \text{ KN.m}$$

### 4) Ferrailage :

La section considérée est une section de (1m×0.20) sollicité à la flexion simple.

$$b=100\text{cm}, h=20\text{cm}, d_x=18\text{cm}, d_y=17\text{cm}.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.57. Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie :

Sens	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A^t$ calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	$A^t$ adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	$A^a$ calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	$A^a$ adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>X-X</b>	13.31	4.69	2.15	4T10=3.14	<b>0.75</b>	<b>4T8=2,01</b>
<b>Y-Y</b>	10.62	4.69	1,81	4T10=3.14	<b>0.75</b>	<b>4T8=2,01</b>

### 5) Vérifications :

- **Condition de non fragilité :**

$$h > 12 \Rightarrow A_{\min}^x = 0.80\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$$A_x^{\min} = 1,68 \text{ cm}^2 \leq A_s$$

$$\rho = 0.9 > 0.4 \quad , \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \quad \text{avec: } \rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} \leq A_s$$

- **Vérification au poinçonnement:**

On doit vérifier :  $Q_u \leq 0,045 \times U_c \times b \times f_{c28} / \gamma_b$

Avec :  $U_c$  : périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 (U + V) = 2 (108 \times 108) = 432 \text{ cm}$$

$$0,045 \times 432 \times 0,2 \times 25 / 1,5 = 648 \text{ KN}$$

Or :  $Q_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 103,3 = 139.45 \text{ KN} < 648 \text{ KN}$  c'est vérifié.

- **Le diamètre des barres :**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \quad \text{c'est vérifié.}$$

- **les espacements :**

On doit vérifier :

$$S_{tx} \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_{tx} = 25 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (4h; 4 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_{ty} = 25 \text{ cm}$$

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

On vérifie que :

$$\tau = \frac{Q_u}{U_c \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} \quad , \quad \tau = \frac{139.45 \times 10^{-3}}{4.32 \times 0.18} = 0,179 \text{ Mpa} < 1,25 \text{ Mpa} \quad \text{c'est vérifié.}$$

### III.7.2.2. Vérification à l'ELS :

Evaluation des moments dus au système de levage.

$$M_{x1} = 103.3 (0.1 + 0.2 \times 0.08) = 11.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 103.3 (0.08 + 0.2 \times 0.1) = 10.33 \text{ KN.m}$$

Evaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle.

$$\text{On a: } q_s = q + G = 1 + 5.88 = 6.88 \text{ KN/m.}$$

$$\rho = 0,9 \quad \rightarrow \quad \mu_x = 0.0456 \quad , \quad \mu_y = 0.7834$$

$$M_{x2} = 0.0456 \times 6.88 \times (2)^2 = 1.25 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{y2} = 1.25 \times 0.7834 = 0,98 \text{ KN.m}$$

- **Les moments en travée et en appuis:**

$$M_{tx} = 0.85 (11.98 + 1.25) = 11.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 (0.98 + 10.33) = 9,61 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.3 \times M_x = -6.61 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de compression du béton :**

On a une fissuration peu nuisible → vérification de la contrainte du béton comprimé.

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

Sens x-x' :

En travée :  $M_{tx} = 11.24 \text{ KN.m}$

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.67 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 11319.62 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{11.24 \times 10^{-3}}{11319.62 \times 10^{-8}} \times 3,67 \times 10^{-2} = 3.75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens y-y' :

$$y = 2,9 \text{ KN.m} \quad , \quad I = 6807,08 \text{ cm}^4$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Puisque la condition de non fragilité est satisfaite donc aucune vérification à effectuer.

- **Etat limite de déformation :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.1 > 0.084; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0087 < 0.01$$

Ces conditions sont vérifiées donc il n'a pas lieu de vérifier la flèche.

### III.7.3. Calcul de deuxième type de dalle :

$$\text{On a } F_c = 102 \text{ KN}, G = (102 / (2.2 \times 2)) + 25 \times 0.2 + 22 \times 0.04 = 29.06 \text{ KN/ m}^2$$

Même procédure que la précédente on a :

$$P_u = 1.35 \times 29.06 + 1.5 = 40.731 \text{ KN.}$$

$$\text{Sens x-x}' : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 1.95 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 1.53 \text{ KNm}$$

- Calcul du moment réel :

- a) En travée :

$$\text{Sens } x-x' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 1.65 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 1.3 \text{ KNm}$$

- b) En appui :

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -0.975 \text{ KNm}$$

**Ferraillage :**

*On remarque que les sollicitations sont moins défavorables que celles trouvées dans le premier type de dalle donc on opte le même ferraillage.*

- Schéma de ferraillage :

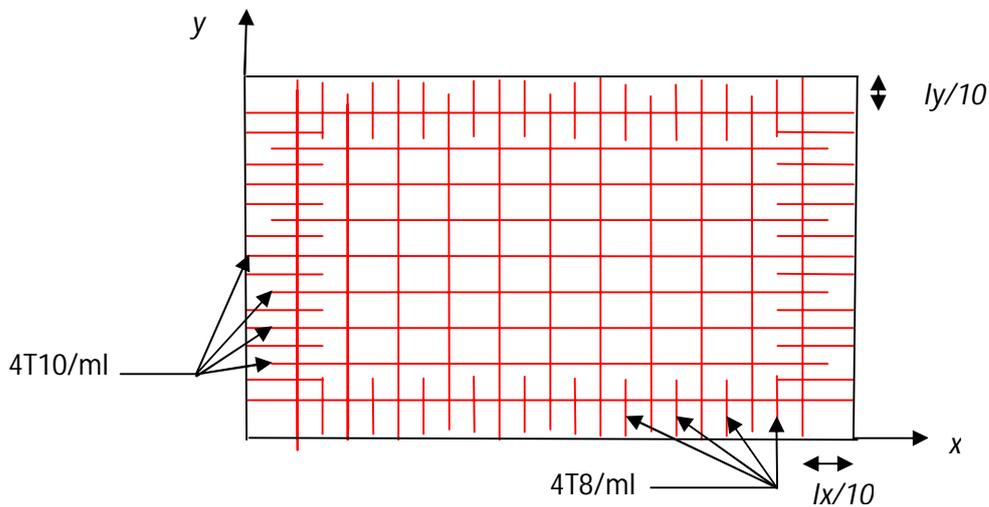
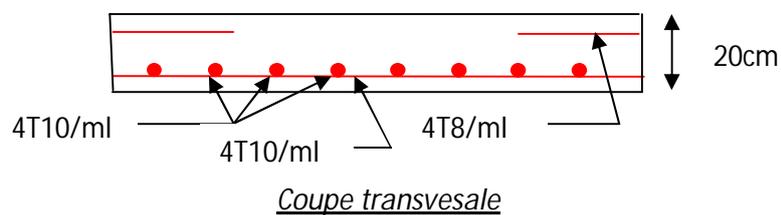


Figure III.29 : Schéma de ferraillage de la dalle de l'ascenseur.



# ***Chapitre IV***

## IV.1. Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

## IV.2. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### IV.2.1. Méthode statique équivalente

**a. Principe :** Selon RPA99.Art (4.2.1) les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

#### b. Condition d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99 (article 4.1.2)**.

**c. Calcul de la force sismique totale :** La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99.Art (4.2.3)}$$

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone.      **RPA99 (Tableau4.1)**

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autre

termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa  $\Rightarrow A = 0.15$
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc :  $R = 5$

- **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : **RPA99 (Formule 4.4)**

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \text{ avec :}$$

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

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités  $Pq$  :

“ Critère q ”	Observé	$P_q/xx$	Observé	$P_q/yy$
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
2- Redondance en plan	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
3- Régularité en plan	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
4- Régularité en élévation	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	<b>0</b>	Oui	<b>0</b>
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	<b>0</b>	Oui	<b>0</b>

Donc

$$Q_x = Q_y = 1.20$$

- **W**: poids total de la structure :

$$W = \sum_n W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$ : poids dû aux charges permanentes totales.

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

$\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

$\beta = 0.2$  pour usage d'habitation

$\Rightarrow W = 50519.678 \text{KN}$ .

• **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient  $D$  est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure ( $T$ ), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement

( $\eta$ ). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure  $T$  (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de  $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne, donc du **RPA 99 (Tableau 3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie  $S_3$ , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

**Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où  $\zeta$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend :  $\zeta = \frac{7 + 10}{2} = 8.5\%$

Donc  $\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} = 0.816 > 0.7$

$T_c = C_T h_n^{3/4}$  **RPA99 (Formule 4-6)**

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

$$h_N = 29.16m$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas :  $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.050 \times h_n^{\frac{3}{4}} = 0.627s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09H / \sqrt{L} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 28.71m, \quad L_y = 21.3m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.49s \\ T_y = 0.569s \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times \min(0.49; 0.627) = 0.637s \\ T_{Sy} = 1.3 \times \min(0.569; 0.627) = 0.739s \end{cases}$$

$$D_x = 2.04 ; D_y = 1.87$$

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

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

$$\text{Sens(x)} : V_{st,x} = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.2}{5} \times 50519.678 \Rightarrow V_{st,x} = 3710.16KN$$

$$\text{Sens(y)} : V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.87 \times 1.2}{5} \times 50519.678 \Rightarrow V_{st,y} = 3400.98KN$$

#### IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maîtres,
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

#### **IV.2.3 Méthode d'analyse par accélérogramme :**

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

#### **IV.3. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :**

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

## IV.4. Modalisation et résultats:

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

### IV.4.1 Disposition des voiles de contreventement :

La présence du parking, la salle des fêtes et restauration dans notre bâtiment a compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques. La disposition retenue est la suivante

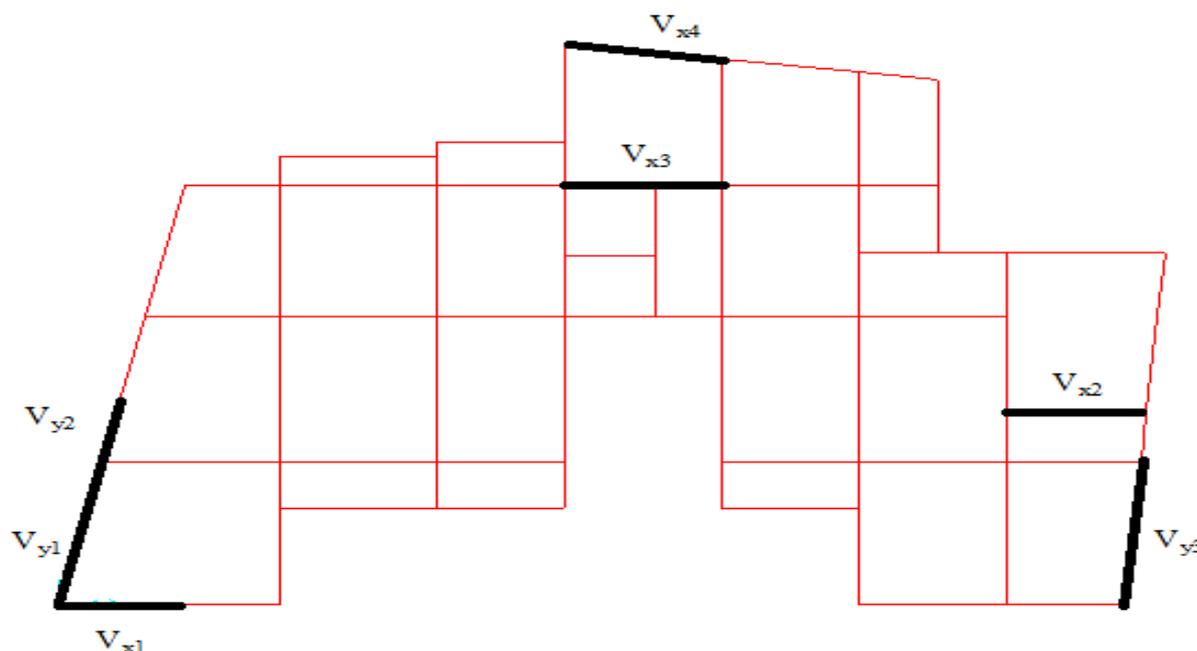


Figure. IV.1 : disposition des voiles

Résultats obtenus :

- Périodes de vibration et participation massique :

Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses :

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	$U_x$	$U_y$	$U_x$	$U_y$
Mode 1	0.612342	0.619	0.0002	<b>0.619</b>	<b>0.0002</b>
Mode 2	0.532484	0.00052	0.66496	<b>0.61953</b>	<b>0.66516</b>
Mode 3	0.3653	0.02133	0.00048	<b>0.64086</b>	<b>0.66565</b>
Mode 27	0.087872	0.0000045	0.000047	<b>0.83906</b>	<b>0.87509</b>
Mode 28	0.08756	0.00022	0.000012	<b>0.83928</b>	<b>0.8751</b>
Mode 29	0.087005	0.000068	0.0007	<b>0.90799</b>	<b>0.8758</b>
Mode 30	0.084308	0.000016	0.0000031	<b>0.90806</b>	<b>0.87581</b>
Mode 31	0.084148	0.00162	0.00014	<b>0.90808</b>	<b>0.87594</b>
Mode 32	0.083243	0.000010	0.00139	<b>0.90969</b>	<b>0.87733</b>

-----	-----	-----	-----	-----	-----
<b>Mode 41</b>	0.079783	0.00011	0.00021	<b>0.91414</b>	<b>0.89935</b>
<b>Mode 42</b>	0.07969	0.00164	0.00029	<b>0.91425</b>	<b>0.88964</b>
<b>Mode 43</b>	0.079629	0.000048	0.00045	<b>0.9159</b>	<b>0.90009</b>
<b>Mode 44</b>	0.079546	0.0000052	0.00002272	<b>0.91594</b>	<b>0.90012</b>

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

- Premier mode de vibration (translation suivant l'axe X),  $T=0.61234s$



Figure. IV.2 : 1<sup>er</sup> mode de déformation

- Deuxième mode de vibration (translation suivant l'axe Y),  $T=0.53248s$

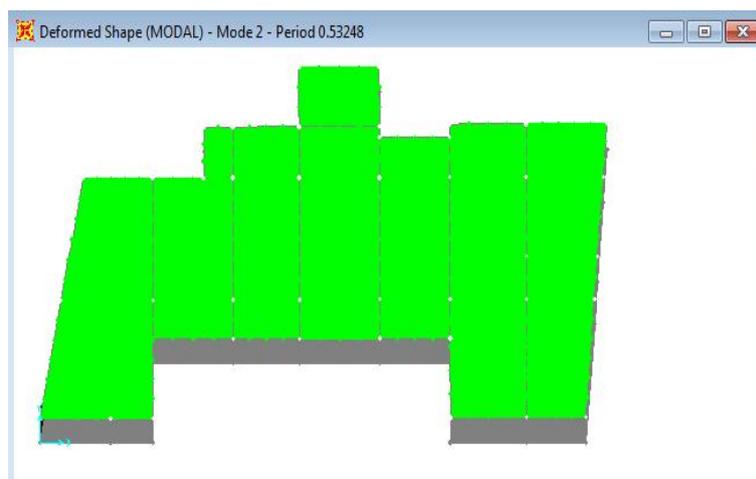


Figure. IV.3 : 2<sup>eme</sup> mode de déformation

- Troisième mode de vibration (rotation suivant l'axe Z),  $T=0.36530s$

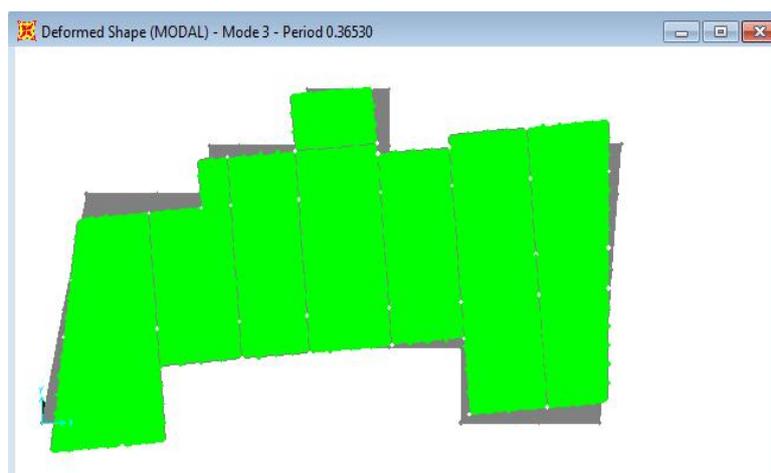


Figure. IV.4 : 3<sup>ème</sup> mode de déformation

- **Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :**

Les tableaux IV.3 et IV. 4 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

Tableau IV.3.Vérification sous charges verticales :

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
<b>RDC</b>	47211.52	7064.73	<b>86.98</b>	<b>13.02</b>
<b>NIV 01</b>	38038.03	6705.703	<b>85.01</b>	<b>14.99</b>
<b>NIV 02</b>	32004.638	5961.22	<b>84.3</b>	<b>15.70</b>
<b>NIV 03</b>	26353.62	5088.715	<b>83.81</b>	<b>16.18</b>
<b>NIV 04</b>	20539.608	4278.282	<b>82.76</b>	<b>17.24</b>
<b>NIV 05</b>	15659.397	3325.352	<b>82.48</b>	<b>17.51</b>
<b>NIV 06</b>	11376.265	2576.957	<b>81.53</b>	<b>18.47</b>
<b>NIV 07</b>	6848.422	1734.359	<b>79.79</b>	<b>20.21</b>
<b>NIV 08</b>	3311.896	861.429	<b>79.36</b>	<b>20.64</b>

**Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux sauf les deux derniers niveaux où l'écart est de 0.64% ce qui peut être négligé.

Tableau IV.4. Vérification sous charges horizontales :

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
<b>RDC</b>	1530.757	1851.993	1355.001	1486.489	<b>53.04</b>	<b>55.45</b>	<b>46.95</b>	<b>44.52</b>
<b>NIV 01</b>	1000.963	942.056	1733.45	2173.946	<b>36.61</b>	<b>30.23</b>	<b>63.39</b>	<b>69.76</b>
<b>NIV 02</b>	1004.456	890.453	1683.609	2026.956	<b>37.37</b>	<b>30.52</b>	<b>62.63</b>	<b>69.47</b>
<b>NIV 03</b>	1115.67	969.92	1333.592	1657.262	<b>45.55</b>	<b>36.91</b>	<b>54.45</b>	<b>63.08</b>
<b>NIV 04</b>	944.833	856.959	1199.897	1416.376	<b>44.05</b>	<b>37.68</b>	<b>55.94</b>	<b>62.32</b>
<b>NIV 05</b>	937.701	738.714	898.059	1163.758	<b>51.07</b>	<b>38.83</b>	<b>48.92</b>	<b>61.17</b>
<b>NIV 06</b>	707.989	592.872	805.421	931.258	<b>46.78</b>	<b>38.9</b>	<b>53.22</b>	<b>61.10</b>
<b>NIV 07</b>	615.956	530.974	460.075	521.256	<b>57.24</b>	<b>50.46</b>	<b>42.76</b>	<b>49.54</b>
<b>NIV 08</b>	608.932	497.231	184.628	181.311	<b>76.73</b>	<b>73.28</b>	<b>23.27</b>	<b>26.72</b>

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

#### IV.4.2 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.5.

Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	B (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	v	Observation
<b>RDC et 1<sup>er</sup> étage</b>	<b>70×70</b>	4900	3674.853	<b>0.29</b>	<b>vérifiée</b>
<b>2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage</b>	<b>65×65</b>	4225	2773.694	<b>0.26</b>	<b>vérifiée</b>
<b>4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage</b>	<b>60×60</b>	3600	1901.328	<b>0.21</b>	<b>vérifiée</b>
<b>6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage</b>	<b>55×55</b>	3025	1066.818	<b>0.14</b>	<b>vérifiée</b>
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	<b>50×50</b>	2500	253.921	<b>0.04</b>	<b>vérifiée</b>

#### IV.4.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Résultante des forces sismiques	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}/V_{st}$	Observation
Sens x-x	2994.421	3710.16	<b>0.807</b>	vérifiée
Sens y-y	3389.632	3400.98	<b>0.996</b>	vérifiée

#### IV.4.4 Justification vis à vis des déformations :

Selon le RPA99 (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 :  $\delta_K = R \times \delta e_K$

$\delta_K$ : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43)

$\delta e_K$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.7.

Tableau IV.7. Vérification des déplacements :

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	$\delta e_K$ (m)	$\delta_K$ (m)	$\delta_{K-1}$ (m)	$\Delta K$ (m)	$h_K$ (m)	$\Delta K/h_K$ (%)	$\delta e_K$ (m)	$\delta_K$ (m)	$\delta_{K-1}$ (m)	$\Delta K$ (m)	$\Delta K/h_K$ (%)
RDC	0.0007	0.0035	0	0.0035	4.08	<b>0.00085</b>	0.0007	0.0035	0	0.0035	<b>0.0008</b>
NIV 01	0.0018	0.009	0.0035	0.0055	3.06	<b>0.0018</b>	0.0015	0.0075	0.0035	0.004	<b>0.0013</b>
NIV 02	0.0031	0.0155	0.009	0.0065	3.06	<b>0.0021</b>	0.0026	0.013	0.0075	0.0055	<b>0.0017</b>
NIV 03	0.0046	0.023	0.0155	0.0075	3.06	<b>0.0024</b>	0.0037	0.0185	0.013	0.0055	<b>0.0017</b>
NIV 04	0.0062	0.033	0.023	0.008	3.06	<b>0.0026</b>	0.0049	0.0245	0.0185	0.006	<b>0.0019</b>
NIV 05	0.0079	0.0395	0.033	0.0085	3.06	<b>0.0027</b>	0.0062	0.031	0.0245	0.0065	<b>0.0021</b>
NIV 06	0.0096	0.048	0.0395	0.0085	3.06	<b>0.0027</b>	0.0075	0.0375	0.031	0.0065	<b>0.0021</b>
NIV 07	0.0111	0.0555	0.048	0.0075	3.06	<b>0.0024</b>	0.0087	0.0435	0.0375	0.006	<b>0.0019</b>
NIV 08	0.0126	0.063	0.0555	0.0075	3.06	<b>0.0024</b>	0.0099	0.0495	0.0435	0.006	<b>0.0019</b>

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

#### IV.4.5 Justification vis à vis de l'effet P-Δ: [RPA (5.9)]

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 :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

$P_K$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

$V_K$ : 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  $1/(1-q_k)$ .
- ✓ Si  $\Theta_k > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8.

Tableau IV.8. Vérification 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>RDC</b>	4.08	50519.678	0.0035	2885.758	<b>0.015</b>	0.0035	3338.482	<b>0.0129</b>
<b>NIV 01</b>	3.06	41615.365	0.0055	2734.413	<b>0.0273</b>	0.004	3116.002	<b>0.0174</b>
<b>NIV 02</b>	3.06	35325.126	0.0065	2688.065	<b>0.0279</b>	0.0055	2917.409	<b>0.02</b>
<b>NIV 03</b>	3.06	29281.209	0.0075	2449.262	<b>0.0293</b>	0.0055	2626.982	<b>0.0199</b>
<b>NIV 04</b>	3.06	23118.22	0.008	2144.73	<b>0.0282</b>	0.006	2272.805	<b>0.0202</b>
<b>NIV 05</b>	3.06	17691.478	0.0085	1835.76	<b>0.0267</b>	0.0065	1902.472	<b>0.0181</b>
<b>NIV 06</b>	3.06	13016.452	0.0085	1513.41	<b>0.0238</b>	0.0065	1524.13	<b>0.0149</b>
<b>NIV 07</b>	3.06	8032.639	0.0075	1076.031	<b>0.0182</b>	0.006	1052.23	<b>0.0156</b>
<b>NIV 08</b>	3.06	3941.615	0.0075	793.57	<b>0.0121</b>	0.006	678.542	<b>0.0113</b>

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.8 les effets P-Δ peuvent être négligé

#### **IV.5. Conclusion :**

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

# *Chapitre V*

## V.1. Etude des poutres :

### V.1.1 Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $N$ ,  $T$ ) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q$
- 3).  $G+Q\pm E$
- 4).  $0.8G\pm E$

### V.1.2. Ferrailage :

#### a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi_1$  en zone IIa.

Avec :  $\Phi_{\max}$  : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

#### b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

$St$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4; 12\Phi_1)$  en zone nodale,
- $St \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

**V. 1.3. Calcul du ferrailage :**

**A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000

**Calcul du moment réduit ultime :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2MPa & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48MPa & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si  $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$  alors :

$$A_s' = 0 \text{ et } A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

avec :  $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si  $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$  alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ et } A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

Avec :  $M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V.1.Ferrailage des poutres principales et secondaires :

Niveau	Type de poutre	section	localisation	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
Sous –sol, RDC et 1 <sup>er</sup>	Poutre principale	40 × 45	Appuis	155.09	186.3	9.85	9	10.65	3T16+3T14
			Travée	140.93		8.89		9.24	6T14

étage	Poutre secondaire	40 × 45	Appuis	150.57	<b>145.81</b>	9.55	9	<b>10.65</b>	<b>3T16+3T14</b>
			Travée	120.4		7.53			
2,3, et 4 <sup>ème</sup> étage	Poutre principale	40 × 45	Appuis	189.27	<b>223.03</b>	12.22	9	<b>14.04</b>	<b>3T14+ 3T20</b>
			Travée	172.71		11.06			
	Poutre secondaire	40 × 45	Appuis	161.6	<b>170.35</b>	10.3	9	<b>10.65</b>	<b>3T16+3T14</b>
			Travée	144.9		9.16			
5 et 6 <sup>ème</sup> étage	Poutre principale	40 × 45	Appuis	178.57	<b>210.05</b>	11.47	9	<b>12.06</b>	<b>6T16</b>
			Travée	160.13		10.20			
	Poutre secondaire	40 × 45	Appuis	143.87	<b>167.34</b>	9.09	9	<b>9.24</b>	<b>6T14</b>
			Travée	138.35		8.72			
7 et 8 <sup>ème</sup> étage	Poutre principale	40 × 45	Appuis	151.62	<b>167.05</b>	9.62	9	<b>10.65</b>	<b>3T16+3T14</b>
			Travée	118.44		7.4			
	Poutre secondaire	40 × 45	Appuis	109.6	<b>142.17</b>	6.82	9	<b>6.88</b>	<b>3T14+2T12</b>
			Travée	108.33		6.74			

#### V.1.4. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

En zone courante :  $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 45 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement:  $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 40 \times 45 = 108 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

- Les longueurs de recouvrement :

$$L_r > 40\phi_L$$

- $\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$ , on adopte  $L_r = 90 \text{ cm}$ .

- $\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$ , on adopte  $L_r = 70 \text{ cm}$ .

- $\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$ , on adopte  $L_r = 60 \text{ cm}$ .

#### V.1.5. Les armatures transversales :

##### a). Calcul de $\Phi_t$ :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{40}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.2; 1.28; 4cm)$$

$$\phi_t \leq 1.2cm \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 10mm$$

Donc on opte pour  $A_t = 4T10 = 3.14cm^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

**b). Espacement  $S_t$  d'armatures transversales**

**.1-Selon le BAEL91 (Article H.III.3)**

$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ , avec:

$$\begin{cases} S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40cm) = 37.8cm & S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 78.5cm \\ S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 86.68cm \end{cases}$$

**2-Selon RPA99**

Zone nodale :  $S_t < \min(h/4, 12\phi_{min}, 30cm) = 11.25cm$  soit  $S_t = 10cm$

Zone courante :  $S_t < h/2 = 22.5cm$ . Soit  $S_t = 15cm$

**c). Vérification des sections d'armatures transversales**

$$A_t^{min} = 0,003 \cdot S_t \cdot h = 0,003 \cdot 15 \cdot 45 = 2,025cm^2$$

$$A_t = 3.14 > A_{min} = 2.02cm^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**V.1.6. Vérification à l'ELU :**

**a). Condition de non fragilité :**

**BAEL91 (Art F.IV.2)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 1.63cm^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**b). Contrainte tangentielle maximale :**

**Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :

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

Tel que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$  ..... **BAEL91 (Art H.III.2)**

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa.$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles :

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	223.03	1.23	3.33	Vérifiée
secondaires	170.35	0.94	3.33	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre

**c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

✓ Appuis de rives  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1)$  **BAEL91 (Art H.IV.2)**

✓ Appuis intermédiaires  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots(2)$   $\gamma_s$  1.15,  $f_e=400MPa$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.3.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

Poutres	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	Vu (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	$A_l^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{int}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales	14.04	223.03	189.27	6.41	-7.9	Vérifiée
Secondaires	10.65	170.35	161.6	4.89	-7.39	Vérifiée

**V.1.8.Vérification à l'ELS :**

**a). Etat limite de compression du béton :**

$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0;$   $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y;$   $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$  **BAEL91 (Art E.III.1)**

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.4 .Vérification de l'état limite de compression du béton :

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	94.18	196831.2	16.41	7.85	15	Vérifiée
	Travées	50.14	166597.2	15	4.51	15	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	82.62	161411.6	14.75	7.54	15	Vérifiée
	Travées	30.5	145246.8	13.94	2.92	15	Vérifiée

**b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

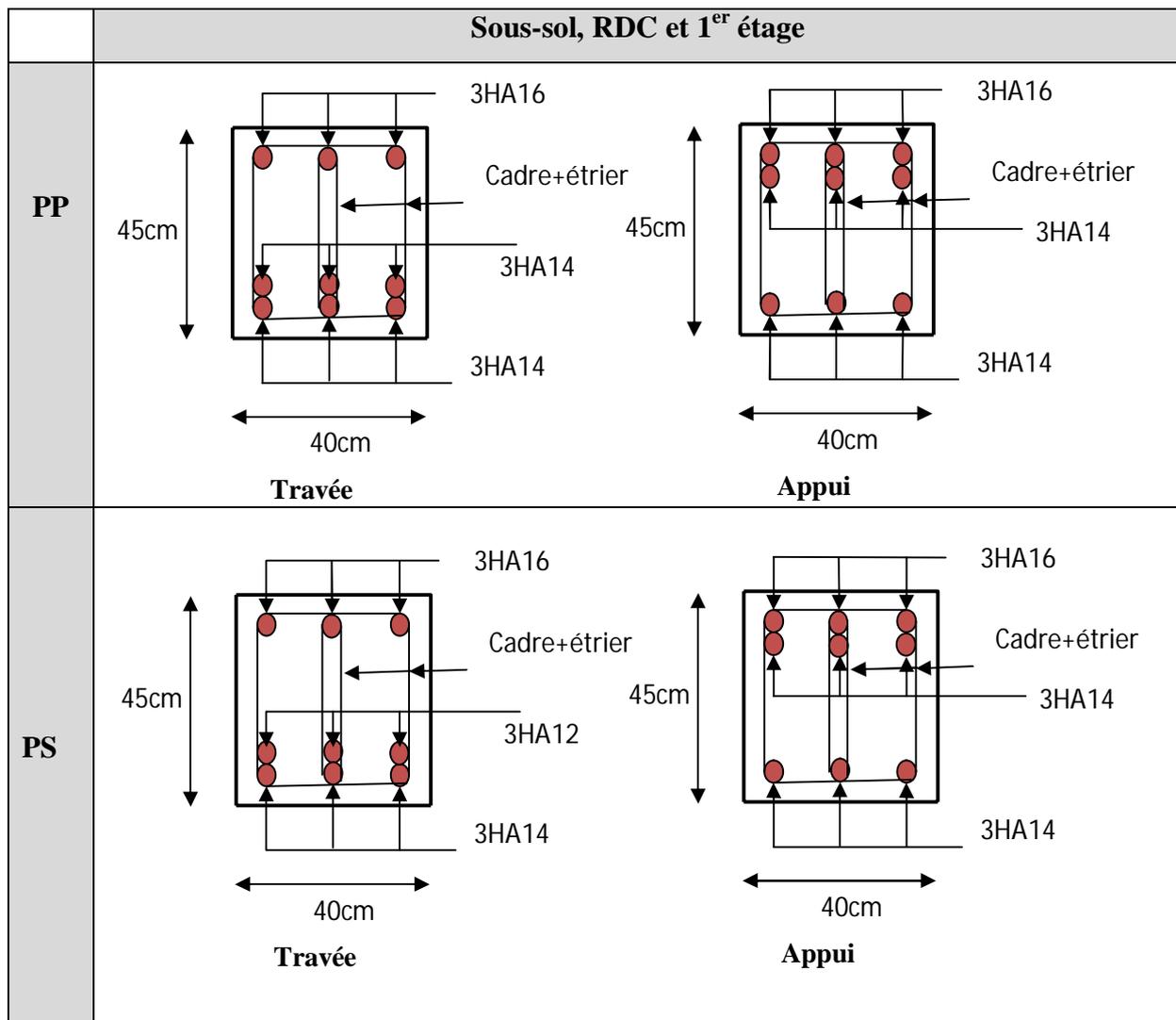
$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres :

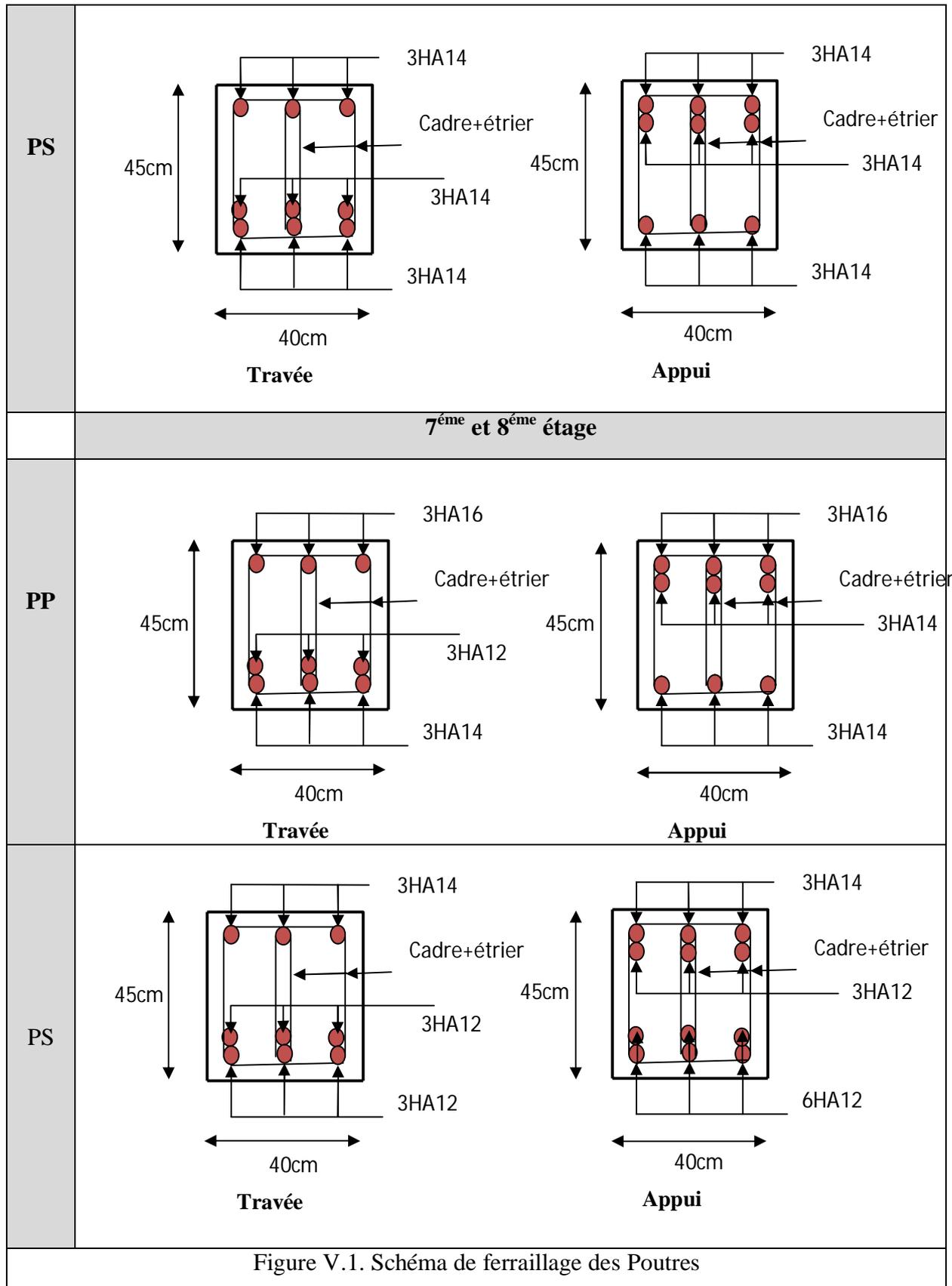
	$h_t$ cm	$b$ cm	$L$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
<b>PP</b>	45	40	4.65	11.12	0.096	0.053	0.0061	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
<b>PS</b>	45	40	4	9.24	0.11	0.036	0.0051	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées

**V.1.9. Schéma de ferrailage des Poutres :**







## V.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **SAP2000** dans l'ordre suivant :

- |                   |                |         |
|-------------------|----------------|---------|
| 1) $G + Q$        | 4) $0.8G - E$  |         |
| 2) $1.35G + 1.5Q$ | 5) $G + Q + E$ | (RPA99) |
| 3) $0.8G + E$     | 6) $G + Q - E$ |         |

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. ( $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )

2. ( $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )

3. ( $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$ )

### V.2.1.Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1)

#### a)- Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de :  $0.8 \% b_1 \times h_1$  en zone IIa
- Leur pourcentage maximale sera de :
  - 4 % en zone courante
  - 6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
  - 25 cm en zone IIa- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
  - La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la **figure V.1**

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2 \times h$$

$h_e$  : est la hauteur de l'étage

$b; h$  : Dimensions de la section transversale du poteau

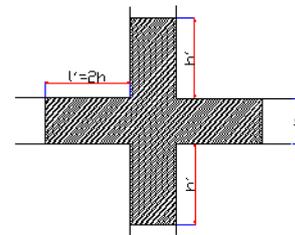


Figure V.2 : Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99** sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux :

Niveau	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	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone de recouvrement
Sous-sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	70×70	39.2	196	294
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	65×65	33.8	169	253.5
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	60×60	28.8	144	216
6 et 7 <sup>ème</sup> étage	55×55	24.2	121	181.5
8 <sup>ème</sup> étage	50×50	20	100	150

### b) Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :  $V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale  $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$  en zone IIa
- Dans la zone courante  $t \leq 15\phi_l$  en zone IIb et III

Où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

#### - La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1)$  si  $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1)$  si  $\lambda_g \leq 3$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

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

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi$  cheminées  $> 12$  cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

### V.2.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.7.Sollicitations dans les poteaux :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	3674.85	38.87	189.43	3560.58	37.048	93.93
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	2773.69	77.91	136.24	1035.48	5.56	50.37
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	1901.32	66.3	139.14	636.39	10.81	57.31
6 et 7 <sup>ème</sup> étage	1066.81	60.22	123.01	321.56	5.27	35.54
8 <sup>ème</sup> étage	316.99	4.34	109.1	59.53	0.68	56.61

### V.1.3. Ferrailage des poteaux

#### V.1.3.1. Les armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

#### – Exemple de calcul :

Soit à calculer les poteaux rectangulaires le plus sollicité du sous sol, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 3674.85 \text{ KN}$        $\rightarrow M_{cor} = 38.87 \text{ NK.m}$
- $M_{max} = 189.43 \text{ KN.m}$        $\rightarrow N_{cor} = 3560.58 \text{ KN}$
- $N_{min} = 37.048 \text{ KN}$        $\rightarrow M_{cor} = 93.93 \text{ KN.m}$

**a) Calcul sous  $N_{max}$  et  $M_{cor}$  :**

$$d = 0.65m; \quad d' = 0.05m$$

$$N = 3674.85 \text{ (compression)}$$

$$M = 38.87KN.m \Rightarrow e_G = M/N = 0.0105m$$

$e_G < h/2 = 0.70/2 = 0.35m \Rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - MA \geq (0.337h - 0.81 \times d_0) b.h. f_{bu} \dots\dots (I)$$

$$MA = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 38.87 + 3674.85 \times (0.65 - 0.35) = 1141.32KN.m$$

$$(I) \Rightarrow 3674.85 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.05) - 1141.32 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.05) \times 0.7^2 \times 14.2$$

$$(I) \Rightarrow 1.06 \leq 1.36 \text{ non vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{MA}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1141.32 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.65^2 \times 14.2} = 0.271$$

$$\mu_{bu} = 0.0271 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0092}\right) = 0.405$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.65 \times (1 - 0.4 \times 0.405) = 0.544m$$

$$A_1 = \frac{MA}{Z \times f_{st}} = \frac{1141.32 \times 10^{-3}}{0.64 \times 348} = 60.22cm^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -45.37cm^2 < 0 \Rightarrow A' = 0cm^2$$

**b) Calcul sous  $M_{max}$  et  $N_{cor}$  :**

$$M_{max} = 189.43KN.m, \quad N_{cor} = 3560.58KN \Rightarrow e_G = 0.053m$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$(I) \Rightarrow 0.87 < 1.36 \text{ non vérifiée} \Rightarrow \text{calcul d'une section partiellement comprimée.}$$

$$MA = 1.257MN \Rightarrow \mu_{bu} = 0.29 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.45 \rightarrow z = 0.53m \rightarrow A_1 = 68.03 cm^2 \Rightarrow A = 0cm^2$$

**c) Calcul sou  $N_{min}$  et  $M_{cor}$  :**

$$N_{min} = 37.048KN, \quad M_{cor} = 93.93KN.m \Rightarrow e_G = 2.53m$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section des armatures.

$$(I) \Rightarrow -0.082 < 1.36 \text{ non vérifiée} \Rightarrow \text{Calcul d'une section partiellement comprimée.}$$

$$MA = 0.105MN \Rightarrow \mu_{bu} = 0.025 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.031 \rightarrow z = 0.64m \rightarrow A_1 = 4.71cm^2 \Rightarrow A = 0cm^2$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.8.Ferraillage des poteaux :

Niveau	sections	A' (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RP</sub> A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Barres
Sous-sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	70×70	0	0	39.2	44.77	8HA20+4HA25
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	65×65	2.27	2.27	33.8	37.7	12HA20
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	60×60	2.72	2.72	28.8	33.17	8HA20+4HA16
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	55×55	2.52	2.52	24.2	24.89	8HA14+4HA20
8 <sup>ème</sup> étage	50×50	6	6	20	20.36	8HA14+4HA16

### V.2.5. Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.9 : Calcul des armatures transversales :

Sections (cm <sup>2</sup> )	$\Phi_l^{min}$ Cm	V <sub>d</sub> (KN)	l <sub>r</sub> cm	t zone nodale	t zone courante	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	barres
70×70	2	254.86	80	10	15	5.1	5.56	6.79	6HA12
65×65	2	140.56	80	10	15	3.04	4.68	4.71	6HA10
60×60	1.4	144.42	56	10	15	3.38	4.32	4.71	6HA10
55×55	1.4	132.88	56	10	15	3.39	3.96	4.71	6HA10
50×50	1.4	67.44	56	10	15	1.89	3.6	4.71	6HA10

### V.2.6 .Vérifications :

#### a). Vérification au flambement :

Selon le BAEL99 (Art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul .

- $Br$  : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- $\alpha$  est un coefficient fonction de l'élançement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

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

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha / 1.10$ .

L'élançement mécanique est donné par :

$$\begin{cases} \lambda = 3.46 \times l_f / b & \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f & \text{pour les sections circulaires.} \end{cases}$$

$l_f$  = longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 3674.85 \text{ KN}$$

$$l_f = 286 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 14.50 < 50 \rightarrow \alpha = 0.821 / 1.10 = 0.746$$

$$Br = (0.70 - 0.02) \times (0.70 - 0.02) = 0.4624 \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc : } N_u^{\max} = 0.746 \times \left( \frac{0.4624 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 44.77 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 7.55 \text{ MN}$$

$$N_d = 3.674 \text{ MN} < 7.55 \text{ MN} \rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Tableau V.10. Vérification du flambement pour les poteaux :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_0$ (cm)	$l_f$ (cm)	$\lambda$	$\alpha$	As (cm <sup>2</sup> )	Br (m <sup>2</sup> )	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
Sous-sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	<b>70×70</b>	408	286	14.50	0.746	44.77	0.4624	<b>7.55</b>	<b>3.674</b>	<b>vérifiée</b>
2 <sup>e</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	<b>65×65</b>	306	214.2	11.4	0.756	37.7	0.3969	<b>6.54</b>	<b>0.14</b>	<b>vérifiée</b>
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	<b>60×60</b>	306	214.2	12.35	0.753	33.17	0.3364	<b>5.55</b>	<b>0.144</b>	<b>vérifiée</b>
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	<b>55×55</b>	306	214.2	13.47	0.75	24.89	0.2809	<b>4.55</b>	<b>0.132</b>	<b>vérifiée</b>
8 <sup>ème</sup> étage	<b>50×50</b>	306	214.2	14.82	0.745	20.36	0.2304	<b>3.7</b>	<b>0.067</b>	<b>vérifiée</b>

**b) Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus

sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

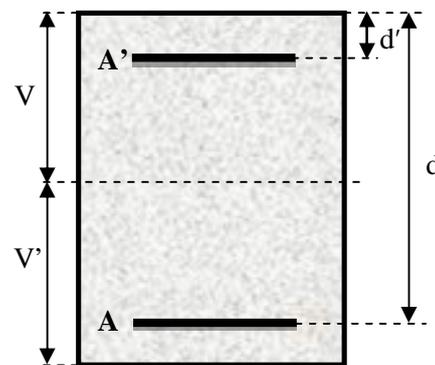
$S = b \times h + 15(A + A')$  (section homogène).

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{b \times h^2 + 15(A' \times d' + A \times d)}{2S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$



Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 et 3 <sup>ème</sup> étage	4 et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	8 <sup>ème</sup> étage
<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>	70×70	65×65	60×60	55×55	50×50
<b>d (cm)</b>	67	62	57	52	47
<b>A' (cm<sup>2</sup>)</b>	22.385	18.85	15.645	12.445	10.18
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	22.385	18.85	15.645	12.445	10.18
<b>V (cm)</b>	35	32.5	30	27.5	25
<b>V'(cm)</b>	35	32.5	30	27.5	25
<b>I<sub>yy'</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0.0268	0.018	0.014	0.0098	0.0066
<b>N<sup>ser</sup> (MN)</b>	2.69	2.029	1.39	0.78	0.48
<b>M<sup>ser</sup> (MN.m)</b>	0.046	0.081	0.076	0.069	0.075
<b>M<sub>G</sub><sup>ser</sup> (MN.m)</b>	0.046	0.081	0.076	0.069	0.075
<b>σ<sub>bc1</sub> (MPa)</b>	<b>5.42</b>	<b>5.69</b>	<b>5.04</b>	<b>4.23</b>	<b>4.55</b>
<b>σ<sub>bc2</sub> (MPa)</b>	<b>4.22</b>	<b>2.27</b>	<b>1.78</b>	<b>0.35</b>	<b>-1.12</b>
<b>σ<sub>bc</sub> (MPa)</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
<b>Obs</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>

**c).Vérification aux sollicitations tangentes :**

D’après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ<sub>bu</sub> sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

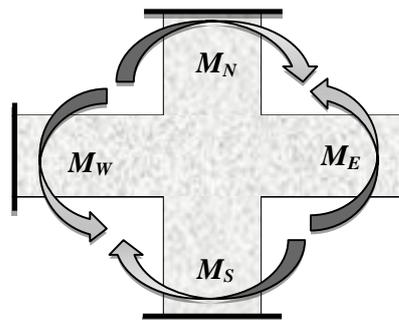
Tableau V.12. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux :

Niveau	Sections (cm <sup>2</sup> )	I <sub>f</sub> (cm)	λ	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>d</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
Sous-sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	70×70	286	14.50	0.04	67	254.86	0.52	1	vérifiée
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	65×65	214.2	11.4	0.04	62	140.56	0.33	1	vérifiée
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	60×60	214.2	12.35	0.04	57	144.42	0.4	1	vérifiée
6 et 7 <sup>ème</sup> étage	55×55	214.2	13.47	0.04	52	132.88	0.43	1	vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	50×50	214.2	14.82	0.04	47	67.44	0.26	1	vérifiée

**d). Vérification des zones nodales :**

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$



**d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant (MR) d’une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d’armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec :  $z = 0.9 \times h$  et  $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$ .

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.13. Les moments résistants dans les poteaux :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	MR (KN.m)
Sous-sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	70×70	63	44.77	981.53
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	65×65	58.5	37.7	767.49
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	60×60	54	33.17	588
6 et 7 <sup>ème</sup> étage	55×55	49.5	24.89	428.75
8 <sup>ème</sup> étage	50×50	45	20.36	318.83

#### d-2). Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales. On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

Tableau V.14. Vérification de la zone nodale :

Niveau	M <sub>N</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>N</sub> +M <sub>S</sub>	M <sub>W</sub>	M <sub>E</sub>	1.25 (M <sub>W</sub> +M <sub>E</sub> )	Obs
RDC	981.53	981.53	1963.06	150	150	375	vérifiée
Etage1	767.49	981.53	1749.02	150	150	375	vérifiée
Etage2	767.49	767.49	1534.98	197.87	197.87	494.67	vérifiée
Etage3	588	767.49	1355.49	197.87	197.87	494.67	vérifiée
Etage4	588	588	1176	197.87	197.87	494.67	vérifiée
Etage5	428.75	588	1016.75	169.97	169.97	424.92	vérifiée
Etage6	428.75	428.75	857.5	169.97	169.97	424.92	vérifiée
Etage7	318.83	428.75	747.58	96.96	96.96	242.4	vérifiée
Etage8	0	318.83	318.83	96.96	96.96	242.4	vérifiée

- **Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

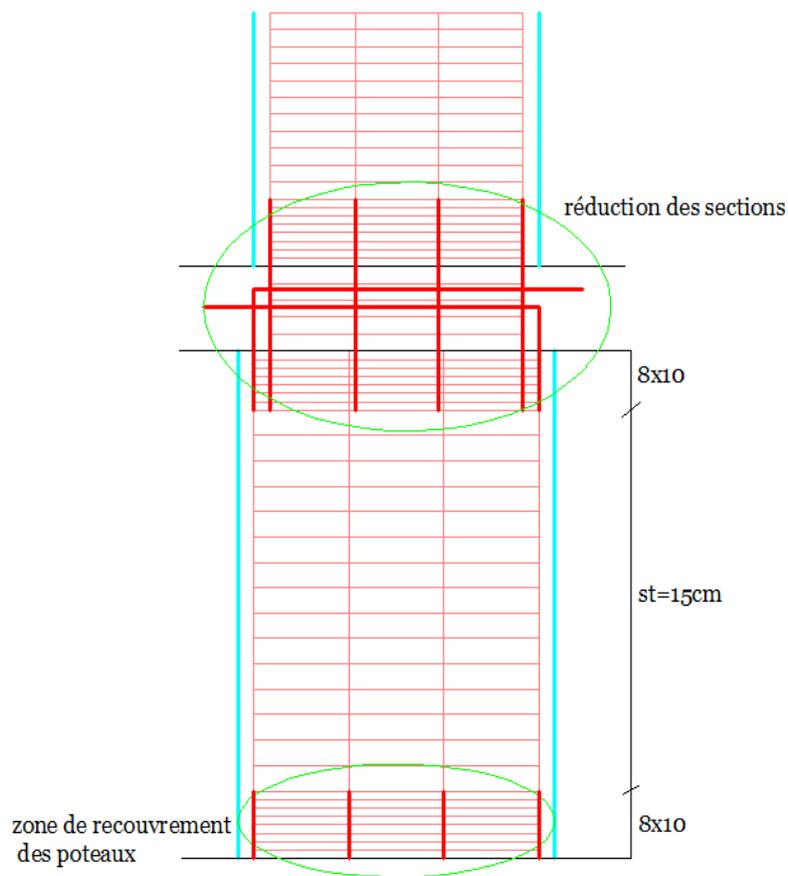
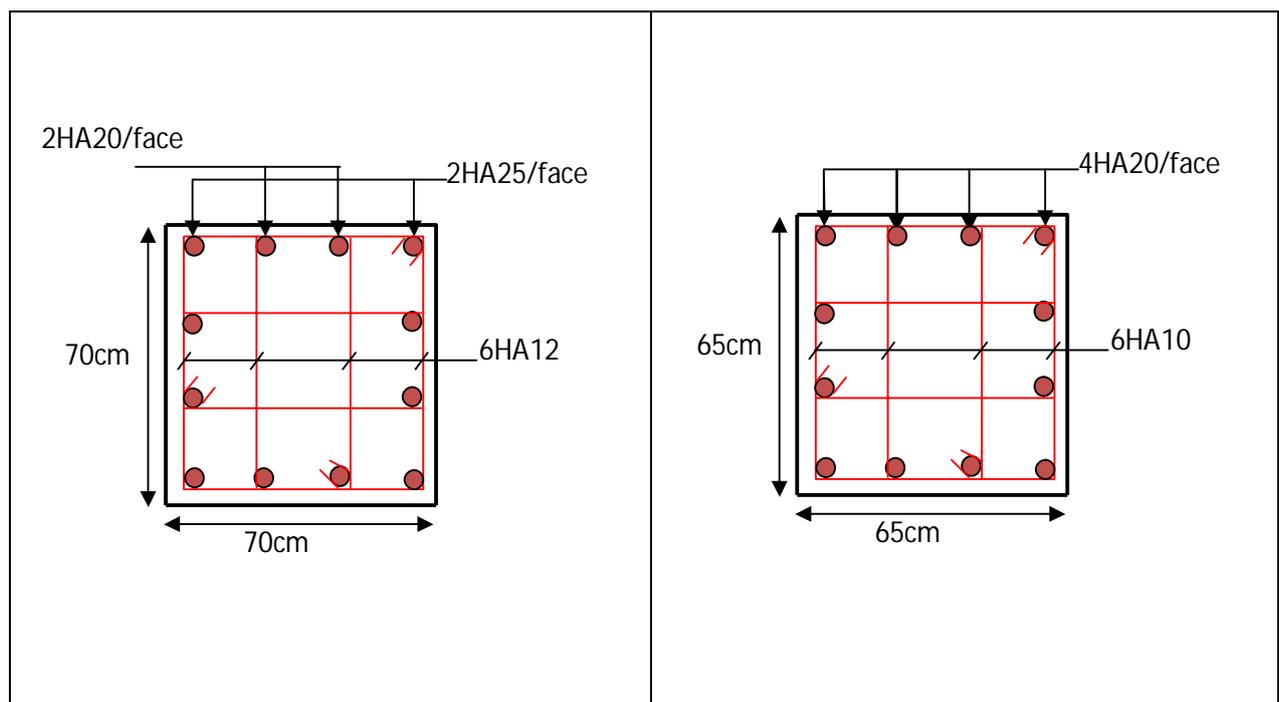
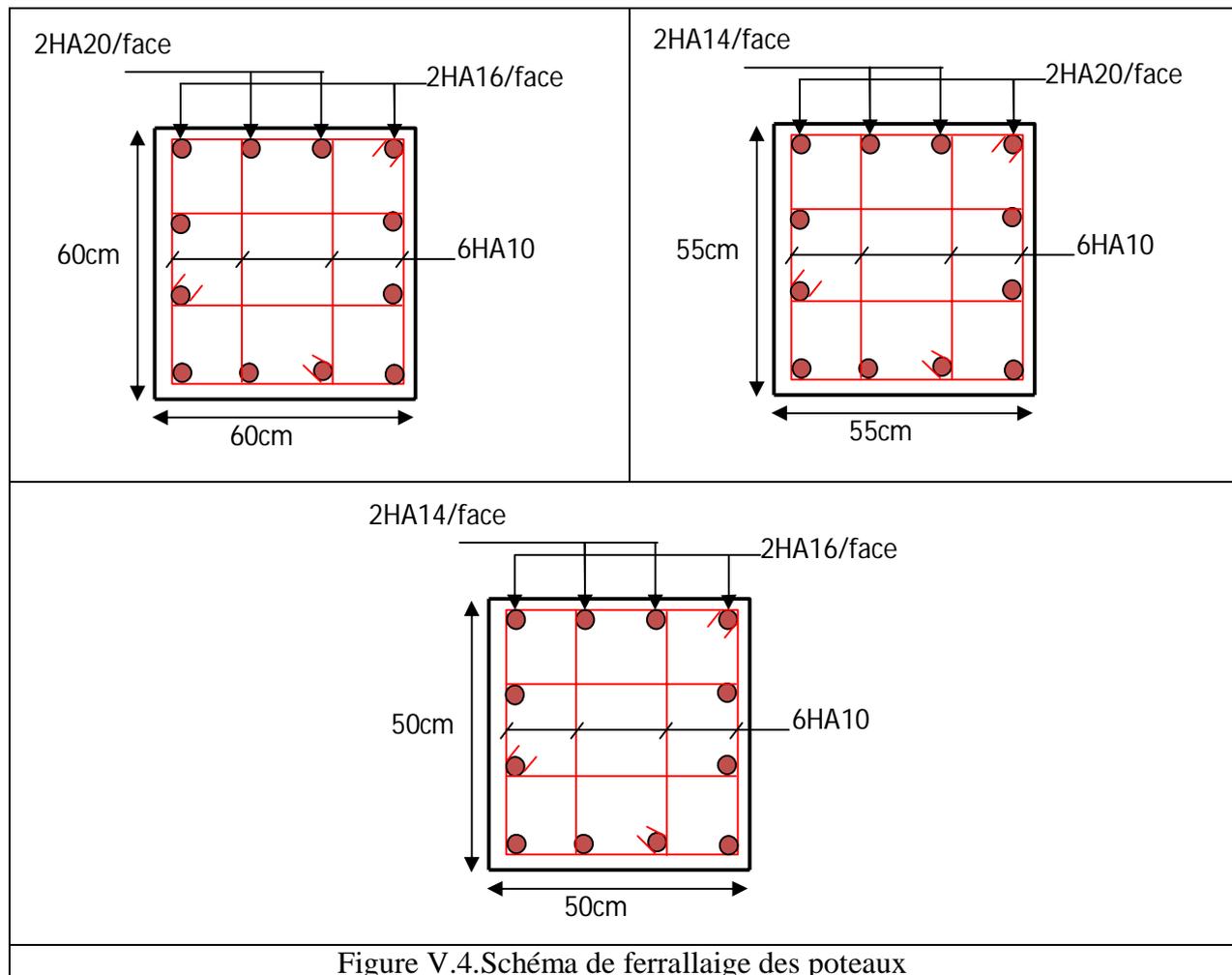


Figure V.3 : Réduction des poteaux

V.2.7.Schéma de ferrailage





### V.3. Étude des voiles :

#### V.3.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (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 dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q\pm E$
- 3).  $0.8G\pm E$

**V.3.2. Recommandations du RPA99 :**

Les voiles comportent des :

**a). Aciers verticaux : [7.7.4.1]**

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec :  $l_t$  : longueur de la zone tendue,

$e$  : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $S_t < e$ .

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

**b). Aciers horizontaux : [7.7.4.2]**

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.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de  $10\Phi$ .

**c). Règles communes :**

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est :  $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$ .

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**V.3.3. Sollicitations de calcul :**

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.15: Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{x1}$  // à x-x'.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol et RDC	1691.52	1612.65	1991.3	-162.92	-348.14	1948.49	431.404
1 et 2 <sup>ème</sup> étage	1679.10	1007.29	1012.68	112.89	-107.25	1011.69	407.31
3 et 4 <sup>ème</sup> étage	1026.8	643.06	643.06	1026.8	153.74	622.39	357.18
5 et 6 <sup>ème</sup> étage	647.39	475.33	475.33	647.39	148.93	489.65	350.48
7 et 8 <sup>ème</sup> étage	427.54	224.27	224.27	427.57	-9.89	116.83	236.45

**V.3.4 Calcul du ferrailage :**

On va exposer un seul exemple de calcul // à x-x' et les autres seront résumés dans un tableau.

**A). Calcul sous  $N_{max}$  et  $M_{cor}$  :**

**a). Armatures verticales :**

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.

$$L = 3.50 \text{ m}, d = 3.45 \text{ m}, e = 0.2 \text{ m}.$$

$$N_{max} = 1691.52 \text{ KN (compression)}, M_{cor} = 1612.65 \text{ KN.m. (Combinaison } G+Q+E_x).$$

$e_G = M/N = 0.95 \text{ m} < l/2 = 1.75 \text{ m} \rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - MA \geq (0.337h - 0.81 \times d_0) b.h.fbu \dots\dots (I)$$

$$MA = M + N \times (d - \frac{h}{2}) = 1612.65 + 1691.52 \times (3.45 - 1.75) = 4488.23 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 1691.52 \times 10^{-3} \times (3.45 - 0.05) - 4488.23 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 3.5 - 0.81 \times 0.05) \times 3.5 \times 0.2 \times 18.48$$

$$(I) \Rightarrow 1.34 \leq 14.73 \text{ non vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{MA}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4488.23 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3.45^2 \times 18.48} = 0,102$$

$$\mu_{bu} = 0.102 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

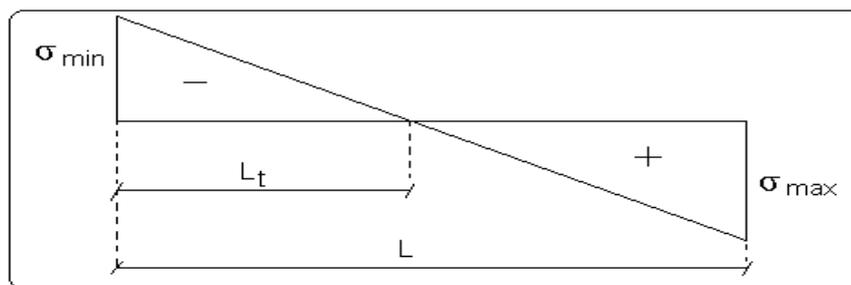
$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,036}) = 0.134$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 3.45 \times (1 - 0,4 \times 0.046) = 3.26$$

$$A_1 = \frac{MA}{Z \times f_{st}} = \frac{1612.65 \times 10^{-3}}{3.38 \times 400} = 34.37 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -7.9 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

**Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$  :**



$$\sigma_{max} = N/B + (M \times Y)/I = 1691.52 \times 10^{-3} / 0.7 + (1612.65 \times 10^{-3} \times 1.75) / 0.71 = 6.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = N/B - (M \times Y)/I = 1691.52 \times 10^{-3} / 0.7 - (1612.65 \times 10^{-3} \times 1.75) / 0.71 = -3.97 \text{ MPa}$$

Soit  $L_t$  la longueur de la partie tendue.

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = 1.34 \text{ m}$$

**b). Armatures horizontales :**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 431.404 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} > \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e} \quad \text{Telque :} \quad \tau_u = \frac{1.4V}{e \times d}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 431.404 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3.45} = 0.87 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit :} \quad S_h = 20 \text{ cm} \quad \rightarrow A_h > 1.08 \text{ cm}^2$$

**B). Calcul sous  $M_{max}$  et  $N_{cor}$  :**

$$M_{max} = 1991.3 \text{ KN.m (Compression)} \rightarrow N_{cor} = -162.927 \text{ KN}$$

**a). Armatures verticales :**

$$e_G = 12.22\text{m} > (h/2) = 1.75\text{m}.$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section → section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 1991.3 - 162.927 \times (3.45 - 1.75) = 1714.32 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$\mu_{bu} = 0.038 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.049 \rightarrow z = 3.38 \text{ m} \rightarrow A_1 = 12.67 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 16.74 \text{ cm}^2.$$

**Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$  :**

$$\sigma_{\max} = 5.14 \text{ MPa}, \sigma_{\min} = -4.67 \text{ MPa}, L_t = 1.66 \text{ m}$$

**C). Calcul sous  $N_{\min}$  et  $M_{\text{cor}}$  :**

$$N_{\min} = -348.143 \text{ KN (compression)} \rightarrow M_{\text{cor}} = 1948.49 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ (Combinaison } 0.8G - E_x).$$

**a). Armatures verticales :**

$$e_G = 5.59\text{m} > (h/2) = 1.75\text{m}.$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section → section partiellement comprimée

$$M_{UA} = 1356.64 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.03 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.039 \rightarrow z = 3.39 \text{ m} \rightarrow A_1 = 9.98 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 18.69 \text{ cm}^2.$$

**Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$  :**

$$\sigma_{\max} = -5.29 \text{ MPa}, \sigma_{\min} = 4.3 \text{ MPa}, L_t = 1.56 \text{ m}$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile  $V_{x1}$

$$A_{V(ZT)} = 18.89 \text{ cm}^2.$$

$$A_H \geq 1.08 \text{ cm}^2 \text{ soit}$$

**• Vérifications:**

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 156 = 6.24 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA).}$$

$$A_{\min(\text{BAEL})} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 345 \times 20 \times 2.1 / 400 = 8.33 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ dans le voile par le BAEL).}$$

$$A_{\min(\text{ZC})} = 0.1\% \times e \times (L - 2L_t) = 0.1\% \times 20 \times (350 - 2 \times 156) = 0.76 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone comprimée par le RPA).}$$

$$A_{\min(\text{ZG})} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 20 \times 350 = 10.5 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA).}$$

Donc on ferraille avec :

$$\text{En zone tendue : } A_{V(ZT)} = 18.69 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : 22HA12 = 24.88 cm<sup>2</sup> / face ..... (Schéma ferrailage fig. V .5)

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile  $V_{x1}$  dans les autres niveaux :

Tableau V.16. Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x1}$  dans tous les niveaux :

Niveau	Sous-sol et RDC	1 et 2 <sup>ème</sup> étage	3 et 4 <sup>ème</sup> étage	5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×3.5	0.15×3.50	0.15×3.50	0.15×3.50	0.15×3.50
M(KN)	1948.49	1011.69	622.39	489.65	116.83
N(KN)	-348.14	-107.25	153.74	148.93	-9.89
section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
V (KN)	431.404	407.31	357.18	350.48	236.45
$\tau$ (MPa)	0.87	1.10	0.96	0.94	0.63
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_v^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	10.5	7.87	7.87	7.87	7.87
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	38.14	17.17	9.75	9.57	10.24
$A_v^{cal} / face$ (cm <sup>2</sup> )	19.07	8.58	4.87	4.78	5.12
$A_v^{adop} / face$ (cm <sup>2</sup> )	<b>24.88</b>	<b>11.06</b>	<b>11.06</b>	<b>11.06</b>	<b>11.06</b>
$N^{bre} / face$	22HA12	22HA8	22HA8	22HA8	22HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.08	1.03	0.9	0.88	0.59
$A_h^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.57</b>	<b>1.57</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre} / plan$	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.17. Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x2}$  dans tous les niveaux :

Niveau	Sous-sol et RDC	1 et 2 <sup>ème</sup> étage	3 et 4 <sup>ème</sup> étage	5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×3.55	0.15×3.55	0.15×3.55	0.15×3.55	0.15×3.55
M(KN)	87.2	74.97	59.21	26.78	28.02
N(KN)	1625.2	1560.89	1214.474	864.95	435.51
section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
V (KN)	592.71	546.12	424.19	373.71	239.6
$\tau$ (MPa)	1.18	1.45	1.13	0.98	0.63
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_v^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	14.2	10.65	10.65	10.65	10.65
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	42.47	39.6	31.6	22.18	11.47
$A_v^{cal} / face$ (cm <sup>2</sup> )	21.23	19.8	15.8	11.09	5.74
$A_v^{adop} / face$ (cm <sup>2</sup> )	<b>22.62</b>	<b>20.54</b>	<b>17.09</b>	<b>11.18</b>	<b>10.05</b>
$N^{bre} / face$	20HA12	14HA12+6HA10	4HA12+16HA10	4HA10+16HA8	20HA8
$S_t$ (cm)	22	22	22	22	22

$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.62	1.49	1.05	0.91	0.59
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.66	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>2.26</b>	<b>1.57</b>	<b>1.57</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre} / plan$	2HA12	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.18.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x3}$  dans tous les niveaux :

Niveau	Sous-sol et RDC	1 et 2 <sup>ème</sup> étage	3 et 4 <sup>ème</sup> étage	5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×4	0.15×4	0.15×4	0.15×4	0.15×4
M(KN)	57.9	41.87	20.09	55.89	46.68
N(KN)	1724.61	1640.17	1206.1	750.77	408.69
section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
V (KN)	526.67	514.39	337.5	314.08	154.39
$\tau$ (MPa)	0.93	1.21	0.79	0.74	0.36
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	16	12	12	12	12
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	44.33	41.78	30.52	19.81	11.08
$A_v^{cal} / face$ (cm <sup>2</sup> )	22.16	20.89	15.26	9.9	5.54
$A_v^{adop} / face$ (cm <sup>2</sup> )	<b>23.78</b>	<b>21.36</b>	<b>19.64</b>	<b>12.56</b>	<b>12.56</b>
$N^{bre} / face$	12HA12+13HA10	20HA10+5HA12	25HA10	25HA8	25HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.16	1.13	0.74	0.69	0.33
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.57</b>	<b>1.57</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre} / plan$	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.19.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x4}$  dans tous les niveaux :

Niveau	Sous-sol et RDC	1 et 2 <sup>ème</sup> étage	3 et 4 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×4.04	0.15×4.04	0.15×4.04
M(KN)	39.536	42.66	10.79
N(KN)	712.224	684.036	357.36
section	SEC	SEC	SEC
V (KN)	457.87	432.39	363.88
$\tau$ (MPa)	0.8	1.01	0.85
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5

$A_v^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	16.16	12.12	12.12
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	18.64	17.89	9.13
$A_v^{cal} / face$ (cm <sup>2</sup> )	9.32	8.94	4.56
$A_v^{adop} / face$ (cm <sup>2</sup> )	<b>12.56</b>	<b>12.56</b>	<b>12.56</b>
$N^{bre} / face$	25HA8	25HA8	25HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1	0.94	0.79
$A_h^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.45	0.45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre} / plan$	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20

Tableau V.20.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y1}$  et  $V_{y3}$  dans tous les niveaux :

Niveau	Sous-sol et RDC	1 et 2 <sup>ème</sup> étage	3 et 4 <sup>ème</sup> étage	5 et 6 <sup>ème</sup> étage	7 et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×5.11	0.15×5.11	0.15×5.11	0.15×5.11	0.15×5.11
M(KN)	18.34	27.14	19.77	2.48	23.55
N(KN)	1828.7	1634.21	1327.45	941.97	503.91
section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
V (KN)	744.64	977.74	822.41	560.47	299.6
$\tau$ (MPa)	1.03	1.8	1.51	1.03	0.55
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_v^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	20.44	15.33	15.33	15.33	15.33
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	46.1	44.82	32.01	23.58	12.94
$A_v^{cal} / face$ (cm <sup>2</sup> )	23.05	22.41	16.005	11.79	6.47
$A_v^{adop} / face$ (cm <sup>2</sup> )	<b>25.14</b>	<b>25.14</b>	<b>16.08</b>	<b>16.08</b>	<b>16.08</b>
$N^{bre} / face$	32HA8	32HA10	32HA8	32HA8	32HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.28	1.68	1.41	0.96	0.49
$A_h^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.57</b>	<b>2.26</b>	<b>1.57</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre} / plan$	2HA10	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.21.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y2}$  dans tous les niveaux :

Niveau	Sous-sol et RDC	1 et 2 <sup>ème</sup> étage	3 et 4 <sup>ème</sup>	5 et 6 <sup>ème</sup>	7 et 8 <sup>ème</sup>
--------	-----------------	-----------------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------

			étage	étage	étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×2.6	0.15×2.6	0.15×2.6	0.15×2.6	0.15×2.6
M(KN)	835.03	350.45	176.7	108.38	31.11
N(KN)	2082.42	2039.02	1292.08	734.47	252.36
section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
V (KN)	319.38	274.24	162.67	136.76	76.78
τ (MPa)	0.87	1	0.59	0.5	0.28
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	2.68	7.8	7.8	7.8	7.8
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	69.7	61.8	37.36	21.46	7.18
$A_v^{cal} / face$ (cm <sup>2</sup> )	34.85	30.54	18.68	10.73	3.59
$A_v^{adop} / face$ (cm <sup>2</sup> )	<b>35.5</b>	<b>30.79</b>	<b>22.62</b>	<b>15.71</b>	<b>10.05</b>
$N^{bre} / face$	10HA14+10HA16	20HA14	20HA12	20HA10	20HA8
$S_t$ (cm)	16	16	16	16	16
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.87	0.75	0.44	0.37	0.21
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre} / plan$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

### V.3.5. Schéma de ferrailage :

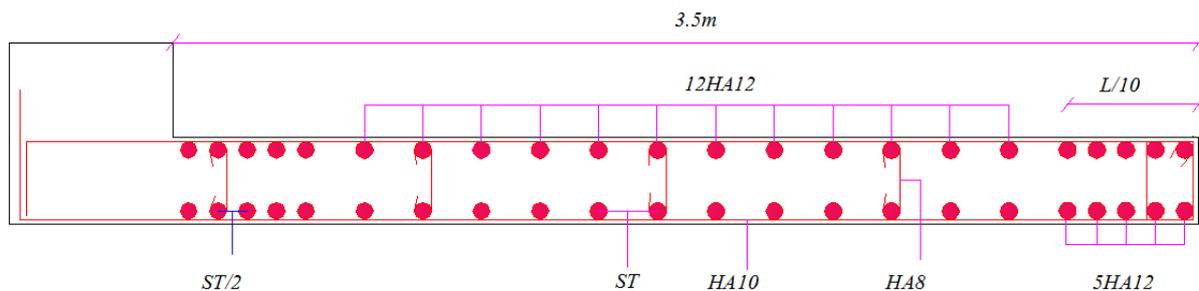


Figure V.5 : Schéma de ferrailage du voile Vx1

### V.4. Etude d'un gousset :

Ils sont utilisés dans le but de réduire la longueur de la console ainsi que sa flèche et augmenter sa résistance.

- Dimensionnement d'un gousset

On a :

- ✓ L : longueur de l'ancienne console.
- ✓ L' : longueur de la nouvelle console.

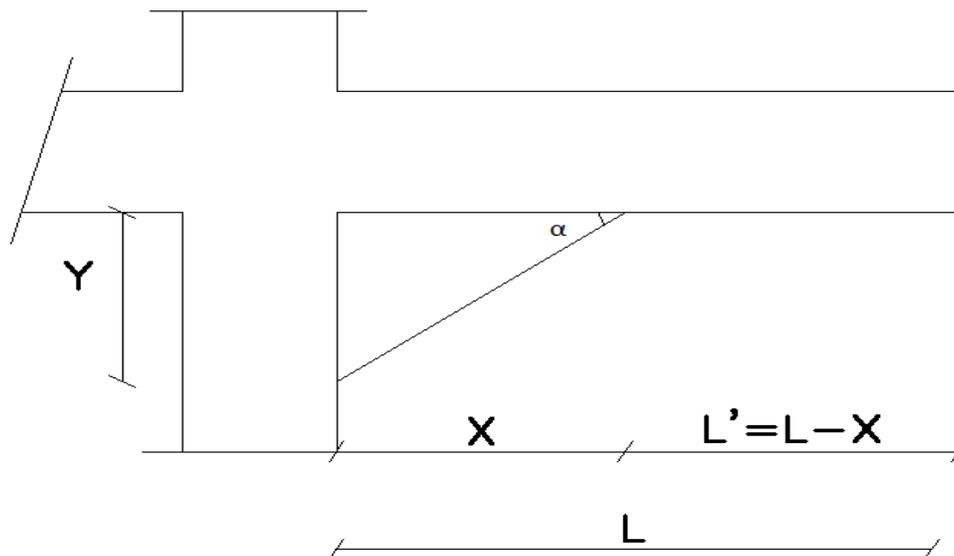
✓ Y : hauteur de gousset.

Donc il faut vérifier que :  $t_g(\alpha) = \frac{1}{3} = \frac{y}{x} \dots \dots \dots (1)$

Dans (1)  $\Rightarrow x = 3 \times y$

On doit fixer  $y=40\text{cm}$  donc :  $x = 3 \times 40 = 120\text{cm}$

- X=120cm
- Y=40cm
- L'=97cm



• **Les sollicitations**

Les sollicitations obtenues par le logiciel SAP 20000 V 14 sont :

- **ELU**
  - N=31.97 KN Figure. V.5. schéma de gousset
  - M=-46.92 KN.m
  - V=78.2 KN
- **ELS**
  - N=23.24 KN
  - M=34.51 KN.m

• **Ferraillage :**

Le Calcul du moment d'équilibre par la table :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 468\text{KN.m}$$

Donc  $M_{tu} > M_u$  (en ferraillage avec une section rectangulaire  $b \times h$ ).

$E=M/N=1.46m$  section partiellement comprimée.

$$M_{ua}=M_u+N_u \times (d-h_0/2)=-51.71KN.m$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.22.Résultats de ferrailage du gousset :

	Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A <sub>1</sub> calculée (cm <sup>2</sup> )	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> Rpa (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
<b>En appui</b>	51.71	0.054	0.069	0.34	4.36	3.44	11	<b>6HA16</b>	33

$$A_{min}=0.23 b d f_{t28}/f_c=2.32 \text{ cm}^2$$

• **Les armatures transversales :**

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_L\right) = 11.42mm$$

On prend :  $\Phi_t = 8mm$

Calcul des espacements :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_t\right) = 10cm$$

Soit  $S_t=10cm$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.406MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

• **Vérification à l'ELS :**

- **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.42MPa \leq \bar{\sigma} = 15MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 101.02Mpa.$$

-  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201.6Mpa \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$

• Schéma de ferrailage

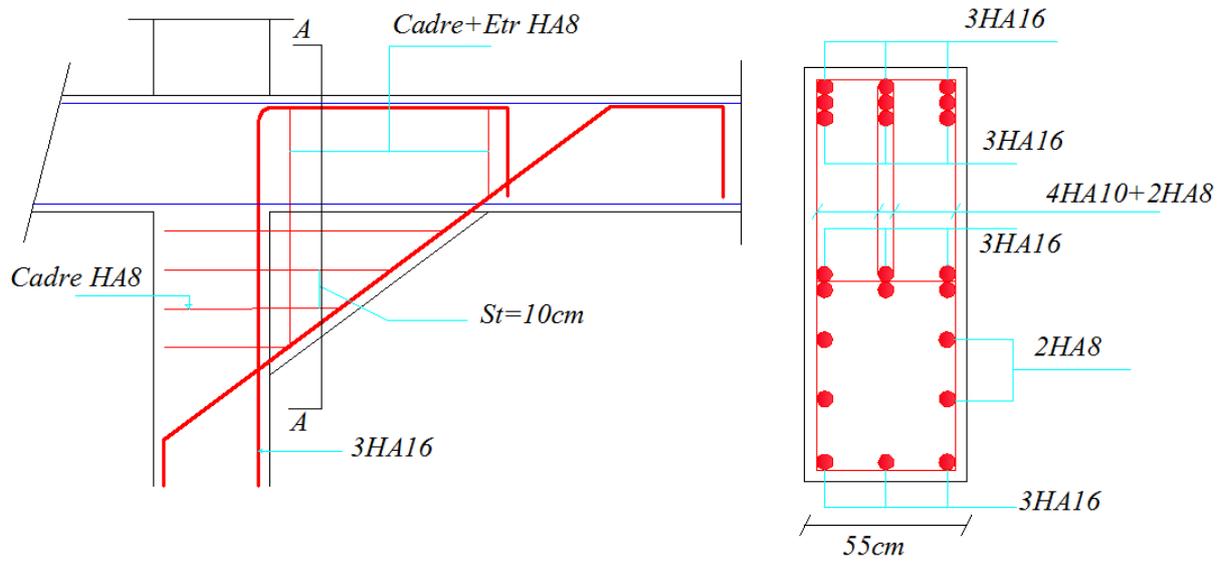


Figure V.6 : Schéma de ferrailage du gousset

# *Chapitre VI*

**VI .1. Introduction :**

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

**VI.2. Choix du type des fondations :**

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Selon le rapport du sol, le type de fondation suggérée est superficiel (radier général), ancrée à une profondeur de 2.8 m, et la contrainte admissible est 1.1 bar.

**VI .3. Combinaisons d'actions à considérer :**

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1) G+Q+E
- 2) 0.8×G±E

**VI .4. Etude des fondations :****Le choix de fondation.**

Soit la surface de l'ensemble des semelles.

$$S_{calculée} = \frac{N_{total}}{\sigma_{sol}} = \frac{56.6}{0.11} = 514.54m^2$$

La surface du bâtiment est :  $S_{bâtiment} = 515.152m^2$ .

On opte  $S_{cal} = S_{bat} \Rightarrow S_{radier} = 515.152m^2$

**Radier général :**

Le radier travaille comme un plancher renversé.

**A - Dimensionnement :**

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. ( $L_{max} = 5.70m$ )

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{630}{10} \Rightarrow h_t \geq 63 \text{ cm.}$$

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{630}{20} \Rightarrow h_r \geq 31.5 \text{ cm.}$$

## – Condition de rigidité : [2]

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max}$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

**E** : module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

**I** : inertie de la section du radier.

**K** : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ .

**b** : la largeur de la semelle.

$$I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 98 \text{ cm.}$$

Donc :  $h \geq 98 \text{ cm.}$

## – Condition de cisaillement :

$$V_u = \frac{V_d}{d \times b} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \dots \dots \dots (I)$$

On considère pour une bande de largeur  $b=1m$ .

$$V_u = \frac{N_d \times L_{max} \times b}{2 \times S}$$

$$V_u = \frac{56607.11 \times 6.3 \times 1}{2 \times 515.152} = 346.13 \text{ KN}$$

$$de(I) \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.296 \text{ m}$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

–  $h_t = 100 \text{ cm}$  pour les nervures du radier.

–  $h_r = 35 \text{ cm}$  pour la dalle du radier.

**B - Les vérifications :**

**Vérification au poinçonnement :**

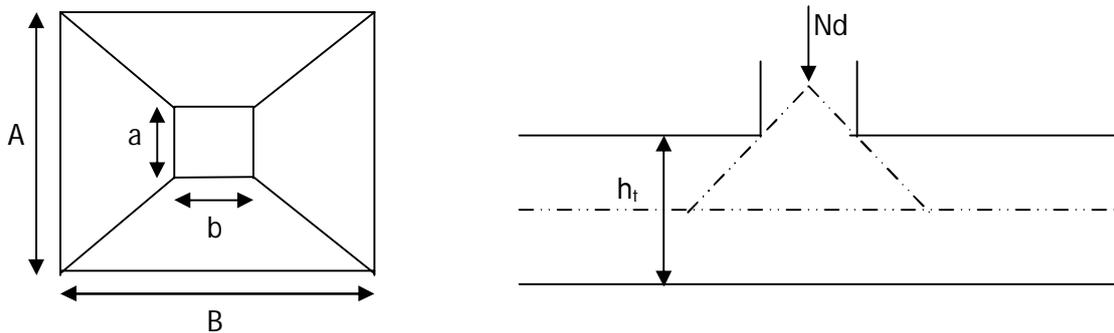


Figure VI.1. Zone de contact poteau- radier

Il faut vérifier que :  $N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$N_d$  : effort normal de calcul.

$h_t$  : hauteur de la nervure.

$U_c$  : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h_t \\ B = b + h_t \end{cases}$$

On trouve  $U_c = 6.8\text{m}$

$$N_d = 3.67\text{MN} \leq 0.045 \times 6.8 \times 1 \times \frac{25}{1.15} = 6.65\text{MN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**Vérification de la contrainte dans le sol :**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

On a :

$$I_y = 29509.5672 \text{ m}^4, Y_G = 9.66\text{m.}$$

$$I_x = 16710.3599 \text{ m}^4, X_G = 14.89\text{m.}$$

$$N' = N + P \Rightarrow N' = 56607.711 + 25 \times 0.35 \times 515.152 \Rightarrow N' = 61115.291 \text{ KN}$$

Avec :  $P_c$  est le poids propre de radier.

Avec  $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

- **Sens X-X** :  $N' = 61115.291 \text{ KN}$  et  $M_x = 1249.9359 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.126 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.124 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.125 \text{ MPa} > \overline{\sigma_s} = 0.11 \text{ MPa} \dots \dots \dots n'est pas vérifiée.$$

**Sens Y-Y** :  $N' = 61115.291 \text{ KN}$ ;  $M_y = 43789.172 \text{ KN.m}$ .

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.096 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.129 \text{ MPa} > \overline{\sigma_s} = 0.11 \text{ MPa} \dots \dots \dots n'est pas vérifiée.$$

On voit que la contrainte moyenne selon les deux sens est supérieure à la contrainte de sol, donc il faut augmenter la section de radier.

Soit  $S_{\text{radier}} = 611.298 \text{ m}^2$ .

**Sens X-X** :  $\sigma_{\text{moy}} = 0.1 \text{ MPa} < 0.11 \text{ MPa}$ .

**Sens Y-Y** :  $\sigma_{\text{moy}} = 0.109 \text{ MPa} < 0.11 \text{ MPa}$ .

### Vérification de la stabilité au renversement :

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens xx} : e = \frac{1.249}{61.75} = 0.02 \text{ m} < \frac{28.71}{4} = 7.17 \text{ m}$$

$$\text{Sens yy} : e = \frac{43.79}{61.95} = 0.7 \text{ m} < \frac{21}{4} = 5.25 \text{ m}$$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

**C - Ferrailage du radier :**

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferrailage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

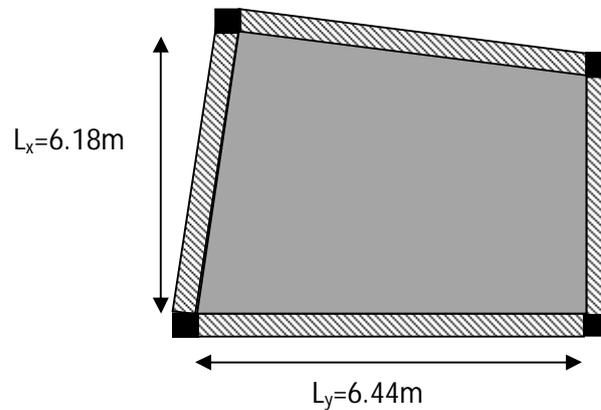


Figure. VI.2. dalle sur 04 appuis

**a - Calcul des sollicitations :****-Calcul a l'É.L.U**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow Q_u = \frac{84360.09}{611.298} \Rightarrow Q_u = 138 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$N_u$  : Effort normal (avec le poids du radier).

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.95 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x}' : M_0^x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 216.09 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 191.77 \text{ KNm}$$

- En travée**

$$\text{Sens x-x}' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 183.67 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 163 \text{ KNm}$$

- En appui**

$$M_a^x = -0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = -108.04 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = -0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = -95.88 \text{ KNm}$$

La section à ferrailer est  $1 \times 0.35m^2$ . Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI .1. Section des armatures du radier.

		M (KN.m)	$A_{cal}(cm^2/m)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{opt}(cm^2/m)$	Choix par (m)	$S_t (cm)$
<b>Sens X-X</b>	<b>travée</b>	183.67	18.01	2.87	<b>18.1</b>	<b>9HA16</b>	<b>11</b>
	<b>appui</b>	108.04	10.26	2.87	<b>10.78</b>	<b>7HA14</b>	<b>14.5</b>
<b>Sens Y-Y</b>	<b>travée</b>	163	15.84	2.8	<b>16.08</b>	<b>8HA16</b>	<b>12.5</b>
	<b>appui</b>	95.88	9.06	2.8	<b>9.24</b>	<b>6HA14</b>	<b>15</b>

**a) Vérification de condition de non fragilité :**

Pour  $e > 12cm$  et  $\rho \geq 0.4$  :

➤ **En travée :**

- **Sens xx :**

$$A_x = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0.0008 \left( \frac{3-0.95}{2} \right) \times 100 \times 35 = 2.87 cm^2$$

- **Sens yy :**

$$A_y = \rho_0 b h_r$$

$$A_y = 0.0008 \times 100 \times 35 = 2.8 cm^2$$

➤ **En appui :**

$$A_y = A_x = 2.87 cm^2$$

On voit bien que la condition de non fragilité est vérifiée.

• **Vérification à l'effort tranchant :**

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

$$V_u^x = \frac{138 \times 6.18}{2} \times \frac{6.44^4}{6.18^4 + 6.44^4} = 230.74 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{230.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.315} = 0.73 MPa$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 MPa$$

$$\tau_u = 0.73 MPa \leq 1.25 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

**A l'ELS :**

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

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

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.6 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
Travée	xx	158.8	10.64	1582292.07	<b>10.67</b>	<b>313.9</b>
	yy	146.7	10.14	144800.42	<b>10.27</b>	<b>324.6</b>
Appui		79.4	8.6	105998.96	<b>6.44</b>	<b>257.3</b>

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on referraille à L'ELS.

$$A = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}, \quad \alpha = \sqrt{90\beta \frac{(1-\alpha)}{(3-\alpha)}}, \quad \beta = \frac{M_{ser}}{\sigma \times b \times d^2}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	β (10 <sup>-3</sup> )	α	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	xx	158.8	5.09	0.337	<b>28.17</b>	<b>9HA20=28.27</b>
	yy	146.7	4.5	0.320	<b>25.85</b>	<b>9HA20=28.27</b>
Appui		79.4	3.1	0.272	<b>13.74</b>	<b>9HA14=13.85</b>

**Espacement des armatures :**

**Armatures // L<sub>x</sub> :** S<sub>t</sub> ≤ min (2h<sub>r</sub>, 25 cm) = 25cm

**Armatures // L<sub>y</sub> :** S<sub>t</sub> ≤ min (2h<sub>r</sub>, 25 cm) = 25cm

Soit: St=11cm pour les armatures // L<sub>x</sub>.

Soit: St=11cm pour les armatures // L<sub>y</sub>.

• Schéma de ferrailage.

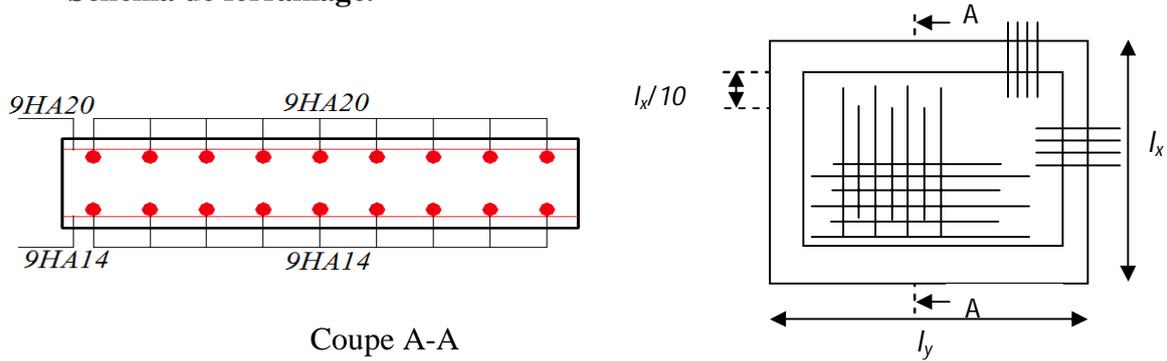


Figure. VI.3 : Schéma de ferrailage de radier.

**D-Ferrailage du débord :**

Il est assimilé à une console de 1 m de largeur soumise à la flexion simple.

$$M_u = Q_u \frac{L^2}{2} = 69 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 50.67 \text{ KN.m}$$

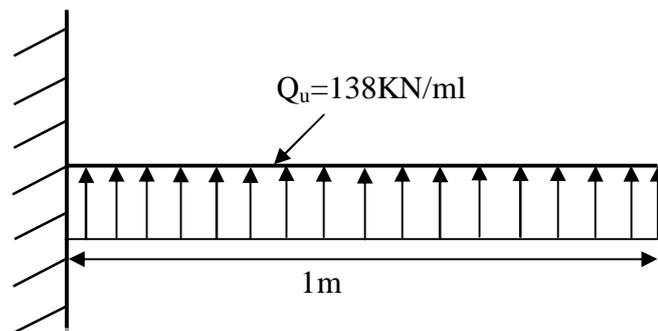


Figure. VI.4 : Schéma statique du débord.

Tableau VI.3. Sections d'armatures du débord.

M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>min</sub>	A <sup>adoptée</sup> (cm <sup>2</sup> /m)	St (cm)	A <sub>r</sub> <sup>adoptée</sup> (cm <sup>2</sup> /m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)
69	6.45	3.8	6HA14=9.24	20	4HA8=2.01	4.36	190.32	15	201.6

• Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$b = 1\text{m}, d = 0.315\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$V_u = q_u \times L = 138 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.43 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

• Schéma de ferrailage

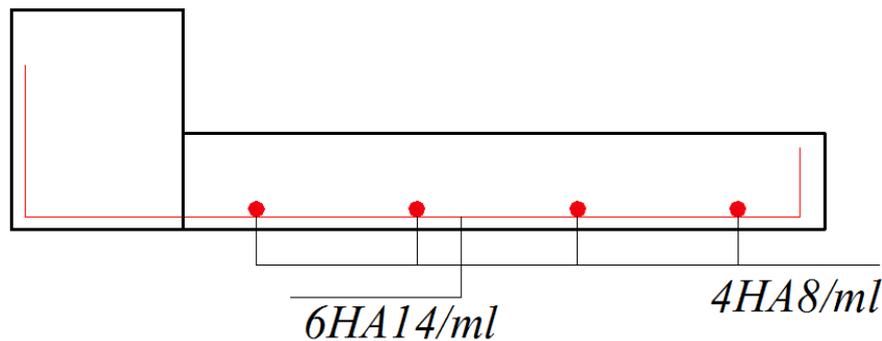


Figure. VI.5 : Schéma de ferrailage du débord.

**E-Ferrailage des nervures :**

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- $P_m$  charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- $P_v$  charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right]$ $P_v = \frac{Q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right]$	$P'_v = P'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} \quad ; \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$$Q_u = 138 \text{ KN/m}^2, \quad Q_s = 101.34 \text{ KN/m}$$

**Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

**Moment en travée :**

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

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

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

**Sens transversal (X-X) :**

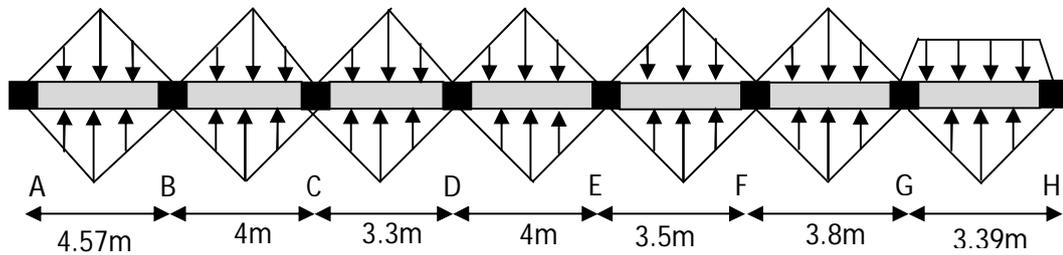


Figure. VI.6 : Charge transmise aux nervures sens x-x.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.4. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal.

Travée	$l_x$ (m)	$l'_x$ (m)	P(KN/m)	Ma(KN.m)		X(m)	$M_t$ (KN.m)
				$M_g$	$M_d$		
A-B	4.57	4.57	315.33	0	-592.79	1.87	553.48
B-C	4	3.2	276.33	-592.79	-266.8	1.7	85.98
C-D	3.3	2.64	227.7	-266.8	-266.59	1.65	43.26
D-E	4	3.2	276	-266.59	-281.28	1.98	278.09
E-F	3.5	2.8	241.5	-281.28	-255.19	1.78	101.68
F-G	3.8	3.04	262.2	-255.19	-297.16	1.85	197.32
G-H	3.39	3.39	227.81	-297.16	0	2.07	191.13

**Sens longitudinal (Y-Y) :**

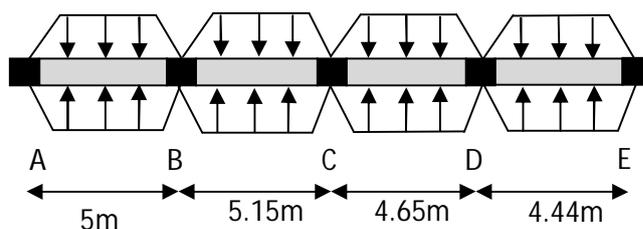


Figure. VI.7 : Charge transmise aux nervures sens x-x.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.5. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.

Travée	l <sub>x</sub> (m)	l' <sub>x</sub> (m)	P(KN/m)	Ma(KN.m)		X(m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
				Mg	Md		
A-B	5	5	349.85	0	-1028.97	1.91	639.31
B-C	5.15	4.12	354.58	-1028.97	-632.47	2.76	373
C-D	4.65	3.72	337.05	-632.47	-449.39	2.44	372.36
D-E	4.44	4.44	341.79	-449.39	0	2.51	632.51

• **Ferraillage :**

**Sens Y-Y :**

Le ferraillage se fera pour une section en T é en flexion simple.

$$h = 1 \text{ m}$$

$$h_0 = 0.35 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.7 \text{ m}$$

$$d = 0.95 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{515}{10}; \frac{457}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(51.5; 228.5)$$

Soit :  $b_1 = 50 \text{ m}$

Donc :  $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 50 + 70 = 170 \text{ cm}$ .

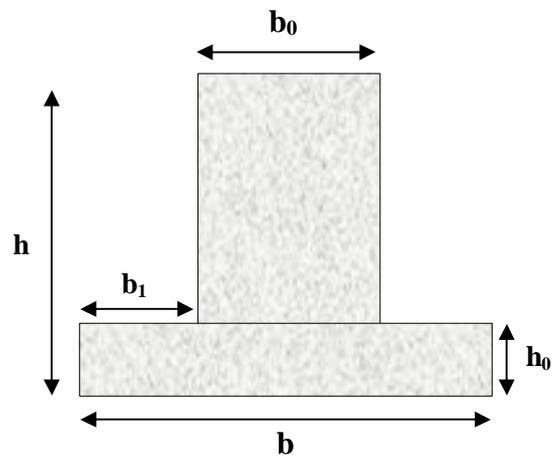


Figure. VI.8 : Section à ferrailer.

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.6. Résumé des résultats de ferraillage des nervures

		M <sub>U</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
X-X	Travée	553.48	16.96	35	<b>4HA20+5HA25=37.11cm<sup>2</sup></b>
	Appui	-592.79	18.19		<b>4HA20+5HA25=37.11cm<sup>2</sup></b>
Y-Y	Travée	639.31	19.64	35	<b>4HA20+5HA25=37.11cm<sup>2</sup></b>
	Appui	-1028.97	31.91		<b>4HA20+5HA25=37.11cm<sup>2</sup></b>

• **Vérfications :**

**A l'ELU :**

• **Vérfication de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.7 .Vérfication de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Sens Y-Y	592.79	<b>0.89</b>	<b>2.5</b>	Vérfiée
Sens X-X	271.584	<b>0.40</b>	<b>2.5</b>	Vérfiée

• **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(28.57; 70; 25) = 25\text{mm} \text{ Soit } \phi_t = 12\text{mm}.$$

• **Espacement des aciers transversaux**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{l\min}\right) \Rightarrow St = \min(25; 12; 20) = 10\text{cm}$$

**A l'ELS :**

• **État limite de compression du béton :**

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

• **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa}$$

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

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
Y-Y	travée	469.47	21.88	$0.356 \times 10^7$	<b>2.88</b>	<b>15</b>	<b>144.54</b>	<b>201.63</b>
	appui	-755.61	21.88	$0.356 \times 10^7$	<b>4.64</b>	<b>15</b>	<b>232.79</b>	<b>201.63</b>
X-X	travée	351.76	21.88	$0.356 \times 10^7$	<b>2.16</b>	<b>15</b>	<b>108.37</b>	<b>201.63</b>
	appui	-568.95	21.88	$0.356 \times 10^7$	<b>3.49</b>	<b>15</b>	<b>175.28</b>	<b>201.63</b>

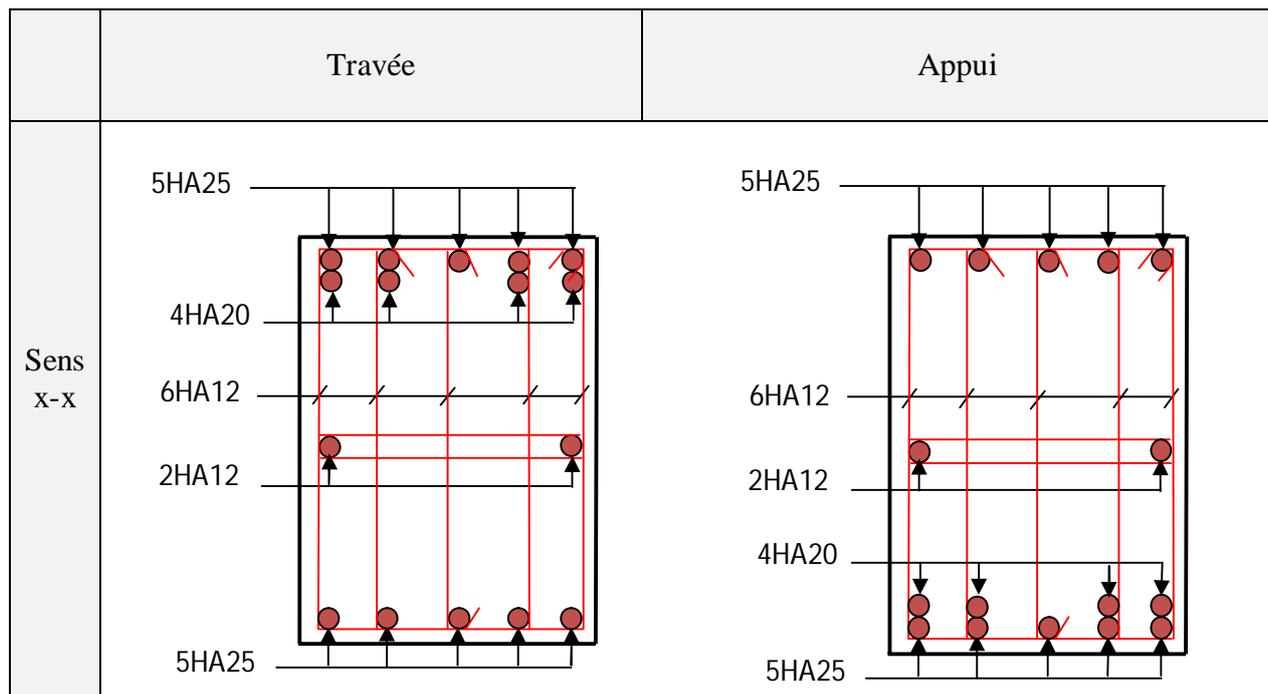
On remarque que la contrainte d'acier n'est pas vérifiée dans le sens Y-Y au niveau de l'appui, donc il faut recalculer la section d'acier tendus  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est à dire à la contrainte limite de service  $\overline{\sigma_s}$ .

$$A = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_s} \times d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}, \quad \alpha = \sqrt{90\beta \frac{(1-\alpha)}{(3-\alpha)}}, \quad \beta = \frac{M_{ser}}{\sigma \times b \times d^2}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		$M_{ser}$ (KN.m)	$\beta$ (10 <sup>-3</sup> )	$\alpha$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Appui	Y-Y	755.61	2.44	0.245	<b>42.96</b>	<b>9HA25=44.18</b>

• Schémas de ferrailage des nervures :



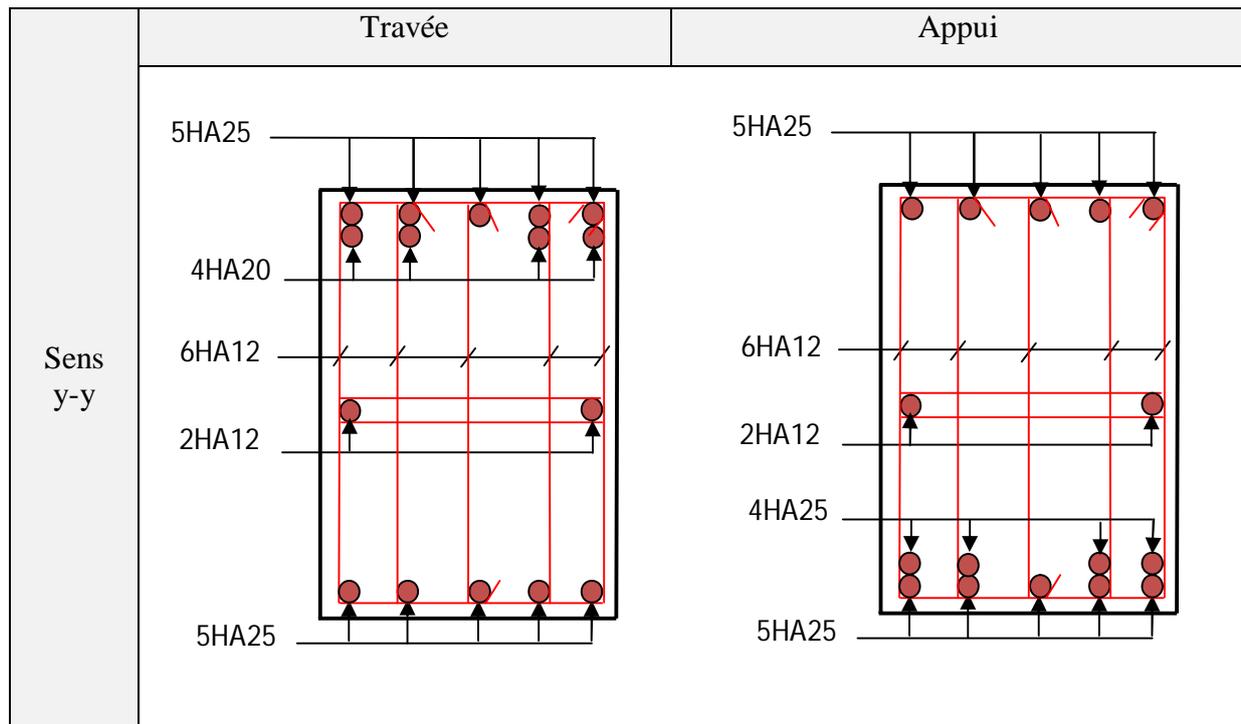


Figure. VI.9 : Schéma de ferrailage des nervures.

### VI.5.Voile périphérique :

#### VI.5.1.Introduction :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

#### VI.5.2. Dimensionnement des voiles :

- La hauteur  $h=3.06$  m
- La longueur  $L=6.3$ m
- L'épaisseur  $e=15$ cm

#### VI.5.3.Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique  $\gamma_h = 20KN / m^3$
- L'angle de frottement  $\varphi = 19^\circ$
- La cohésion  $c=1.8 KN/m^2$

### VI.5.4. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = h \times (\gamma \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times tg(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 3.06 \times (20 \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{19}{2}) - 2 \times 1.8 \times tg(\frac{\pi}{4} - \frac{19}{2})) = 28.56 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = q \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 5.08 \text{ KN} / \text{m}^2$$

### VI.5.5. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

**A L'ELU :**

$$\sigma_{\max} = 1.5Q + 1.35G = 46.17 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5Q = 7.62 \text{ KN} / \text{m}^2$$

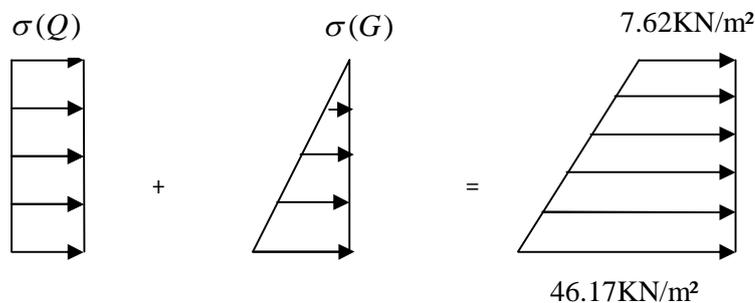


Figure. VI.10. Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 36.53 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} = 36.53 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.61 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 5.6 \text{ m} \quad e = 15 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.46 \text{ KN} / \text{m}^2 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0.46 \rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.1022 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

Sens x-x' :  $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 25.43 \text{KNm}$

Sens y-y' :  $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.35 \text{KNm}$

• **En travée**

Sens x-x' :  $M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 21.61 \text{KNm}$

Sens y-y' :  $M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 5.39 \text{KNm}$

• **En appui**

$$M_a^x = -0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = -12.71 \text{KNm}$$

$$M_a^y = -0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = -3.17 \text{KNm}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$A_{\min} = 0.1\% \ b \times h \dots \dots \dots \text{condition exigée par le RPA .}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9. Section des armatures du voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
<b>Travée</b>	<b>x-x</b>	21.61	0.083	0.109	0.129	4.8	1.5	<b>5HA12 = 5.65</b>	<b>20</b>
	<b>y-y</b>	5.39	0.020	0.026	0.133	1.15	1.5	<b>4HA8 = 2.01</b>	<b>25</b>
<b>Appui</b>		12.71	0.049	0.062	0.131	2.77	1.5	<b>4HA10 = 3.14</b>	<b>20</b>

**Espacement des armatures :**

**Armatures // L<sub>x</sub> :**  $S_t \leq \min (2h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{cm}$

**Armatures // L<sub>y</sub> :**  $S_t \leq \min (2h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{cm}$

• **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

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

$$V_u^x = \frac{36.53 \times 2.61}{2} \times \frac{5.6^4}{5.6^4 + 2.61^4} = 45.52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{45.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.33 \text{ MPa} \leq 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

**A L'ELS :**

$$\sigma_{\max} = Q + G = 33.64 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 5.08 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 26.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{\text{moy}} = 26.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = 0.46 \rightarrow \text{ELS} : \begin{cases} \mu_x = 0.1051 \\ \mu_y = 0.3319 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x}' : M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 18.97 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.29 \text{ KNm}$$

• **En travée**

$$\text{Sens x-x}' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 16.12 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 5.34 \text{ KNm}$$

• **En appui**

$$M_a^x = -0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = -9.48 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = -0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = -3.14 \text{ KNm}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	travée	16.12	4.01	9781.96	<b>6.6</b>	<b>15</b>	<b>234.58</b>	<b>201.63</b>
	appui	-9.48	2.56	4167.7	<b>5.83</b>	<b>15</b>	<b>373.25</b>	<b>201.63</b>
Y-Y	travée	5.34	3.12	6087.13	<b>2.73</b>	<b>15</b>	<b>136.58</b>	<b>201.63</b>
	appui	-9.48	2.56	4167.7	<b>5.82</b>	<b>15</b>	<b>373.25</b>	<b>201.63</b>

On remarque que la contrainte d'acier n'est pas vérifiée dans le sens X-X et Y-Y, donc il faut recalculer la section d'acier tendus  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est à dire à la contrainte limite de service  $\overline{\sigma}_s$ .

$$A = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma}_s \times d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}, \quad \alpha = \sqrt{90\beta \frac{(1-\alpha)}{(3-\alpha)}}, \quad \beta = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma} \times b \times d^2}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		$M_{ser}$ (KN.m)	$\beta$ ( $10^{-3}$ )	$\alpha$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	xx	16.12	4.38	0.316	<b>6.62</b>	<b>5HA14=7.7</b>
	yy	5.34	1.45	0.193	<b>2.09</b>	<b>4HA10=3.14</b>
Appui		9.48	2.58	0.251	<b>3.8</b>	<b>5HA10=3.93</b>

- Schéma de ferrailage du voile périphérique :

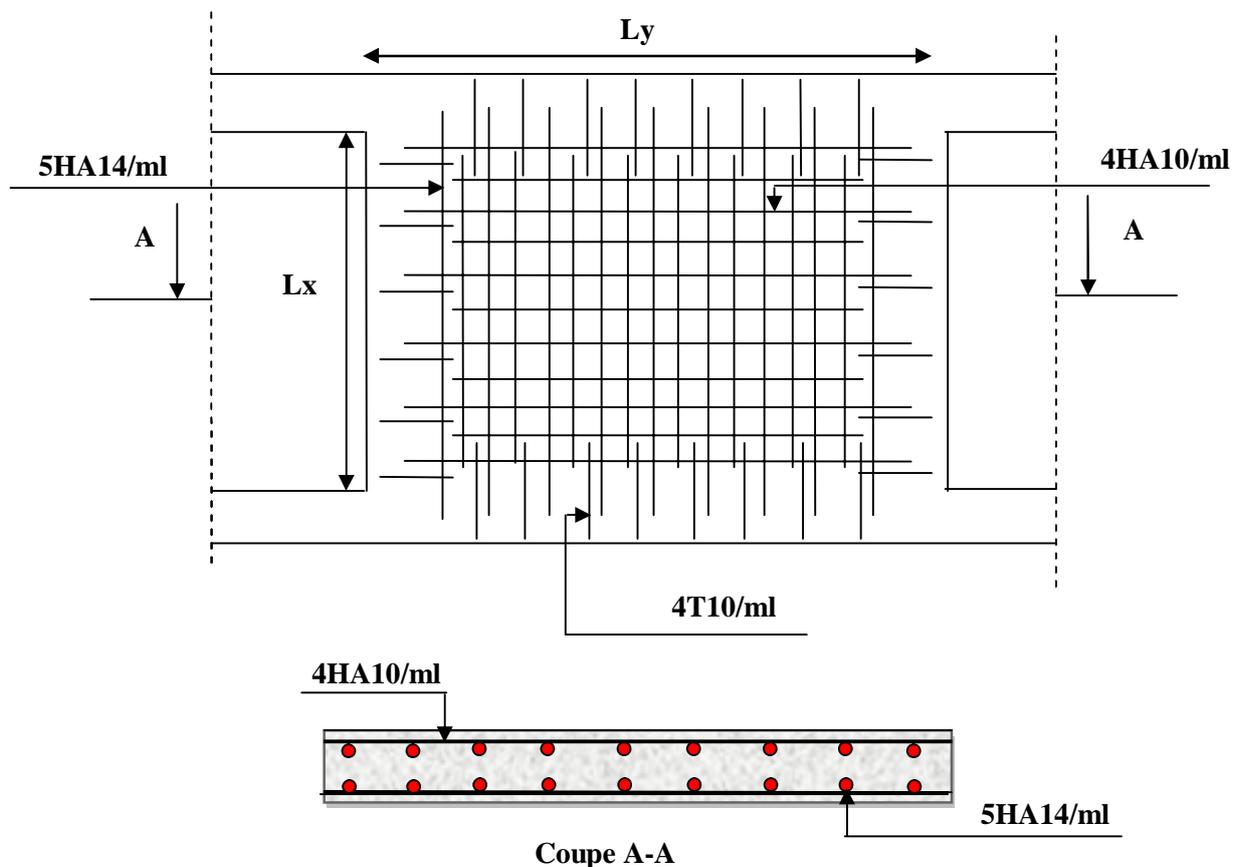


Figure. VI.11.Schéma de ferrailage de voile périphérique.

# *Conclusion générale*

# Conclusion

Pour offrir une meilleure résistance aux séismes, les ouvrages doivent de préférence avoir, d'une part des formes simples, d'autre part, une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Le but recherché est d'assurer la meilleure répartition possible des sollicitations à travers la structure de façon à faire participer tous les éléments à l'absorption et à la dissipation de l'énergie développée par l'action sismique.

L'étude de la réponse sismique, particulièrement la recherche du comportement dynamique nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont:

- ✓ La disposition des voiles joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- ✓ La vérification de l'effort normal réduit nous a conduits à une augmentation des sections des poteaux estimées par le pré dimensionnement.
- ✓ La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tant à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- ✓ La stabilité de la structure est d'assurer, avec la vérification des déplacements horizontaux entre étage, ainsi que l'effet  $P-\Delta$ .
- ✓ Le choix d'un bon site sur bon sol avec des fondations adaptées, tout en respectant les mesures de prévention imposées et celles recommandées, permettra de limiter les dommages en cas de secousse.

Enfin, l'utilisation du SAP2000 dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

## **Bibliographie**

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.

# *Annexes*

# Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_v$	$\mu_x$	$\mu_v$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
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	0.0465	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

### Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec  $L_x < L_y$ .

$$\rho = 0.9$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
<b>Valeur de M<sub>1</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	<b>0.1</b>	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	<b>0.2</b>	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	<b>0.3</b>	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	<b>0.4</b>	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	<b>0.5</b>	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	<b>0.6</b>	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	<b>0.7</b>	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	<b>0.8</b>	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	<b>0.9</b>	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	<b>1.0</b>	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	<b>0.1</b>	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	<b>0.2</b>	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	<b>0.3</b>	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	<b>0.4</b>	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	<b>0.5</b>	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	<b>0.6</b>	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	<b>0.7</b>	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	<b>0.8</b>	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	<b>0.9</b>	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	<b>1.0</b>	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

### Annexe 3

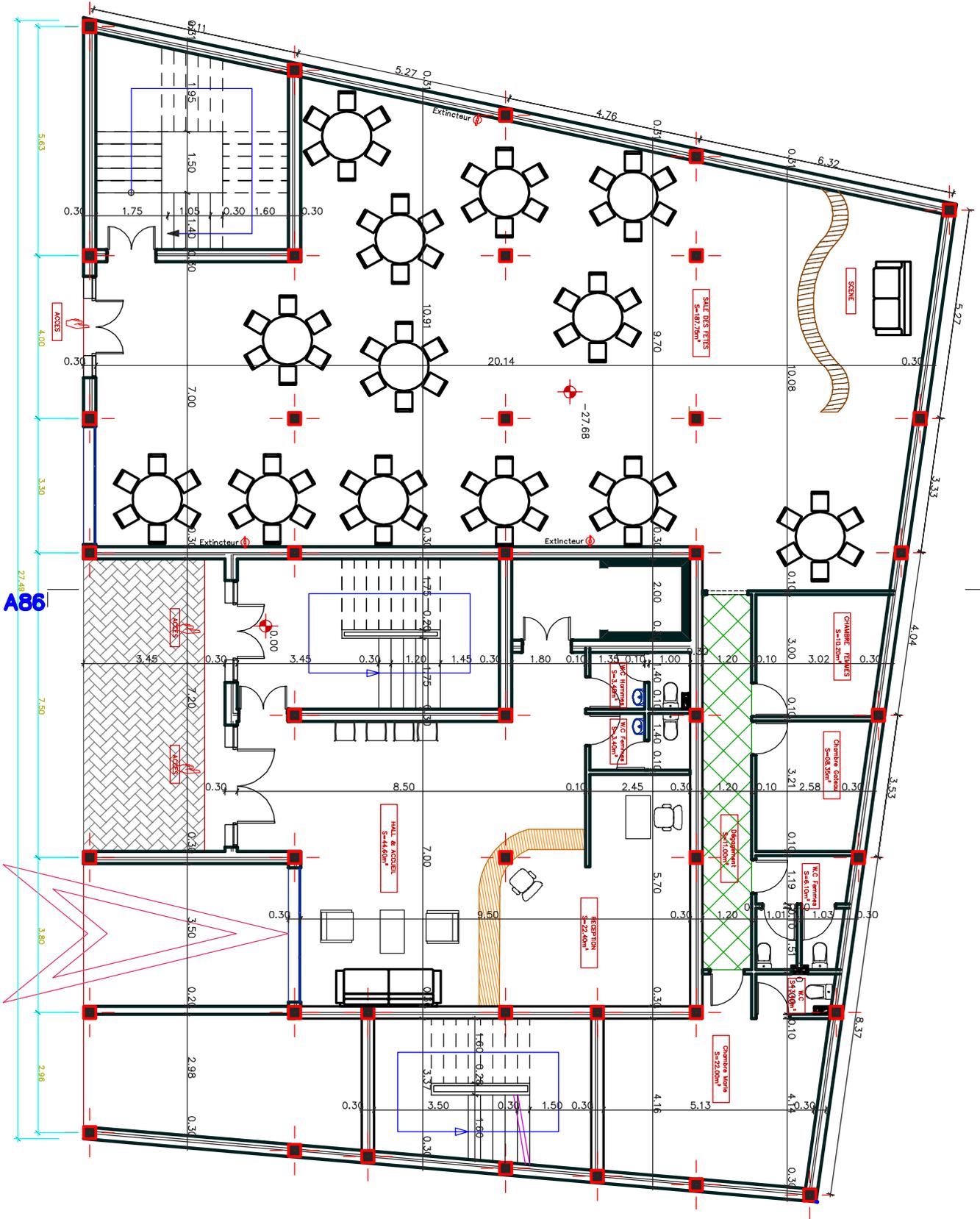
#### Tableau des Armatures (en Cm<sup>2</sup>)

<b>Ø</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

# *Les plans*



PLAN RDC



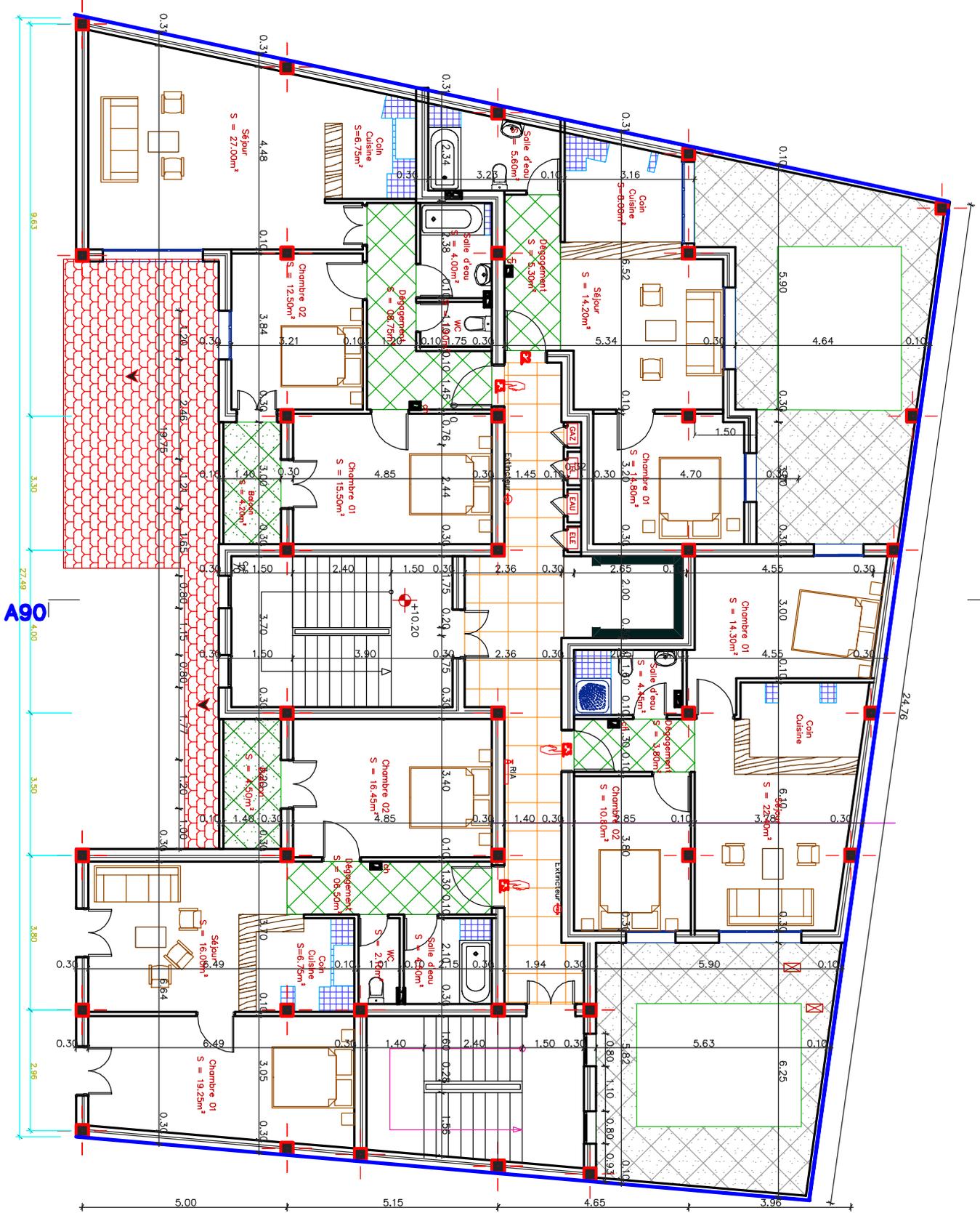
A86

A86





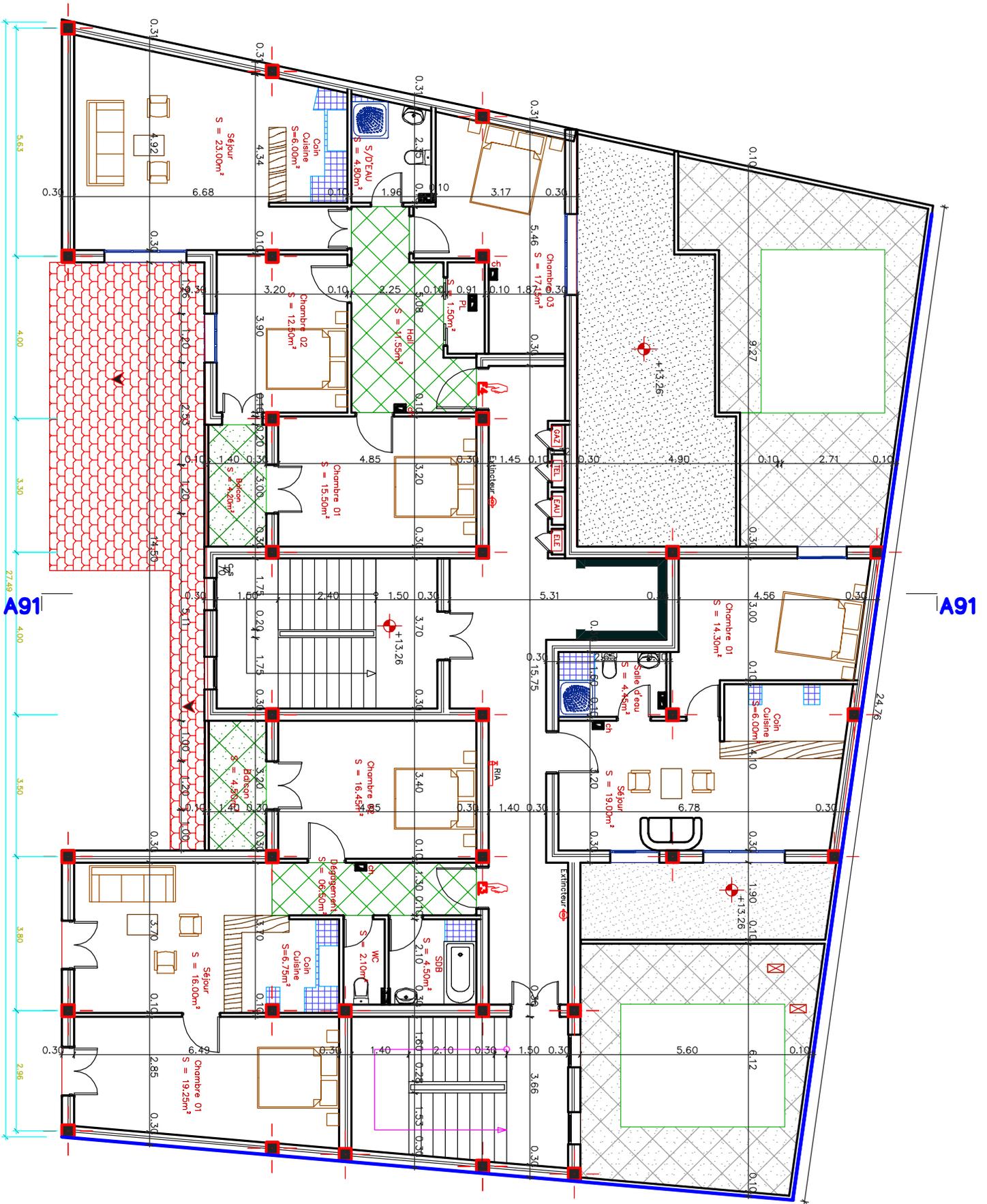
# PLAN ETAGE 03



A90

A90

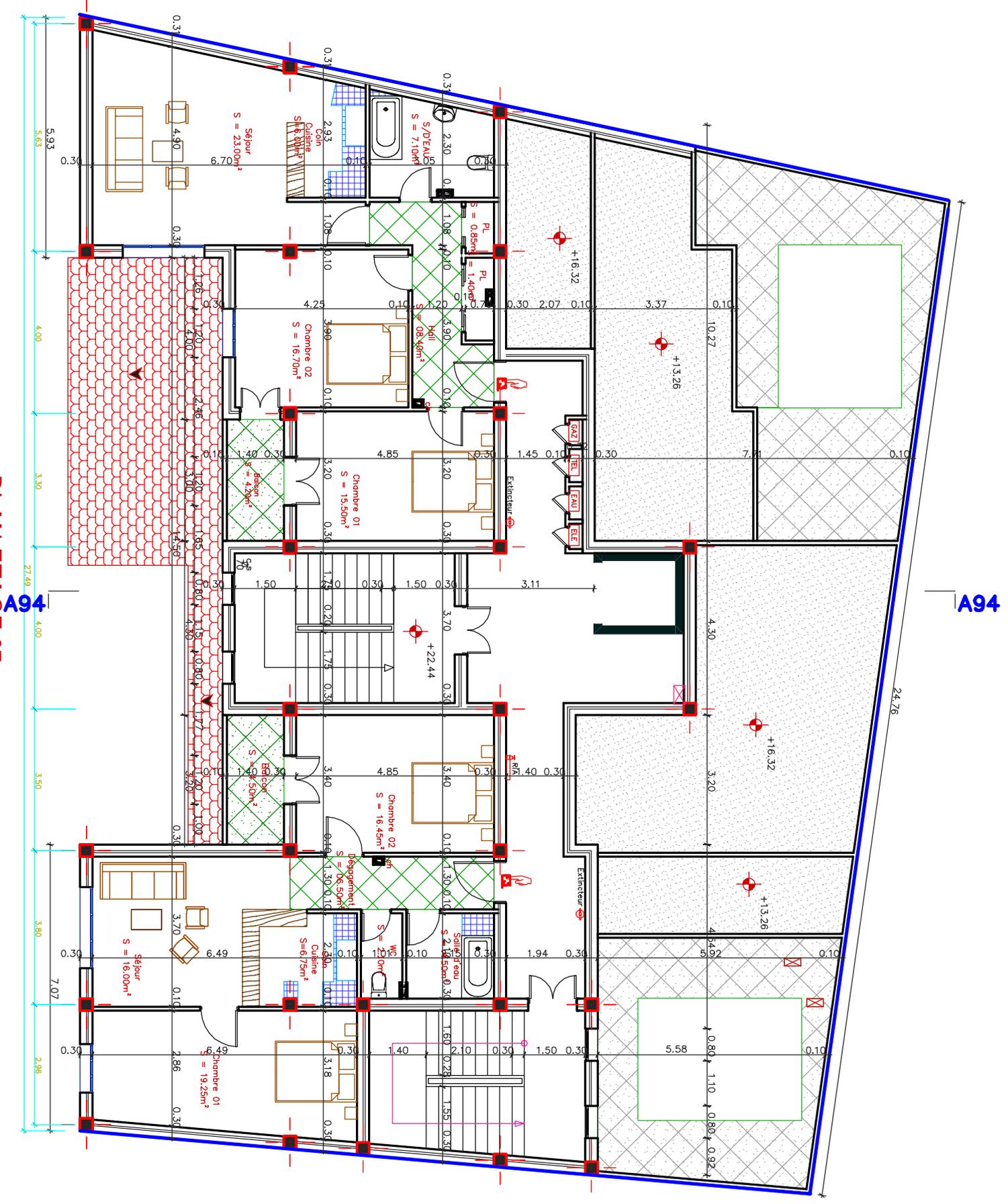
# PLAN ETAGE 04



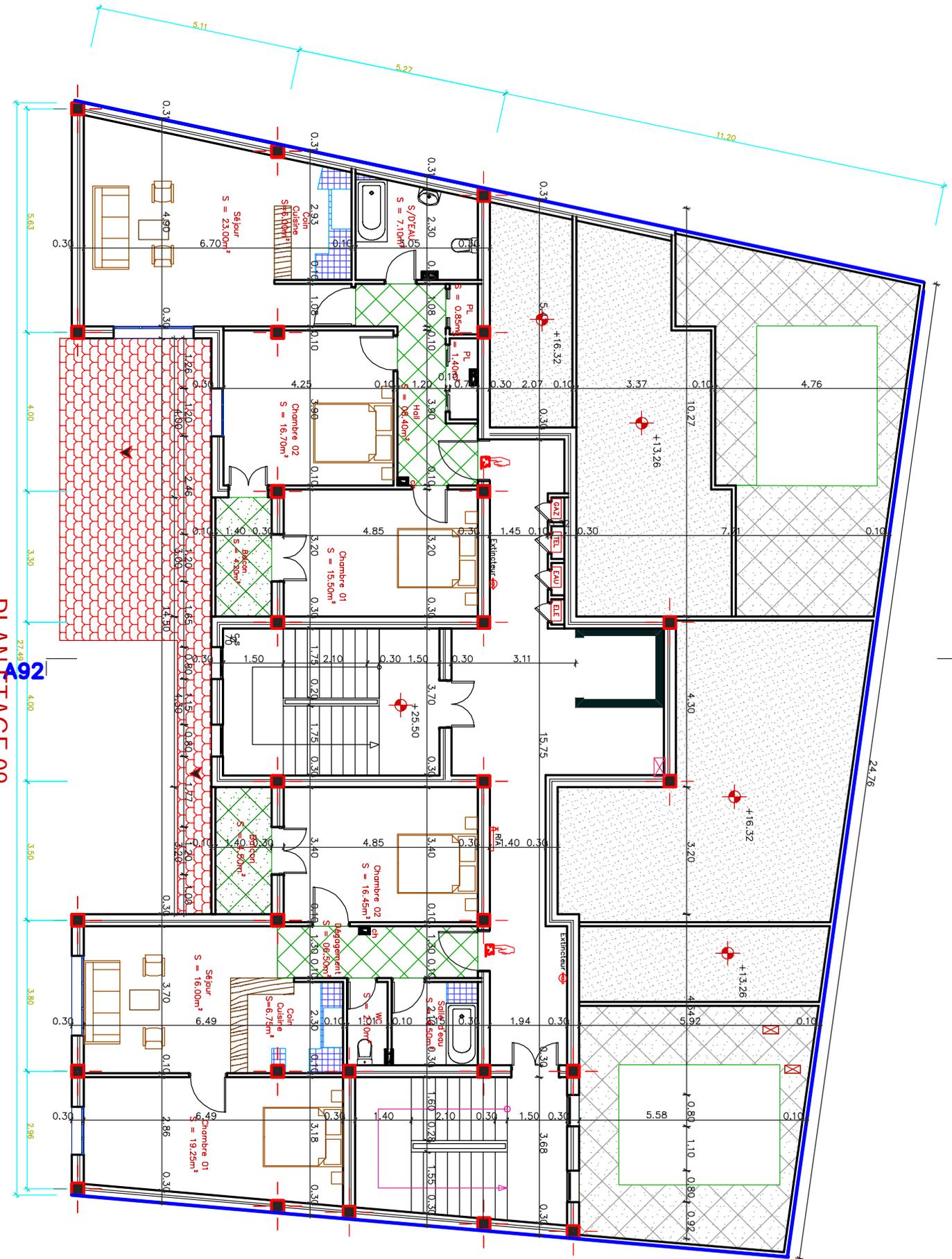




PLAN ETAGE 07



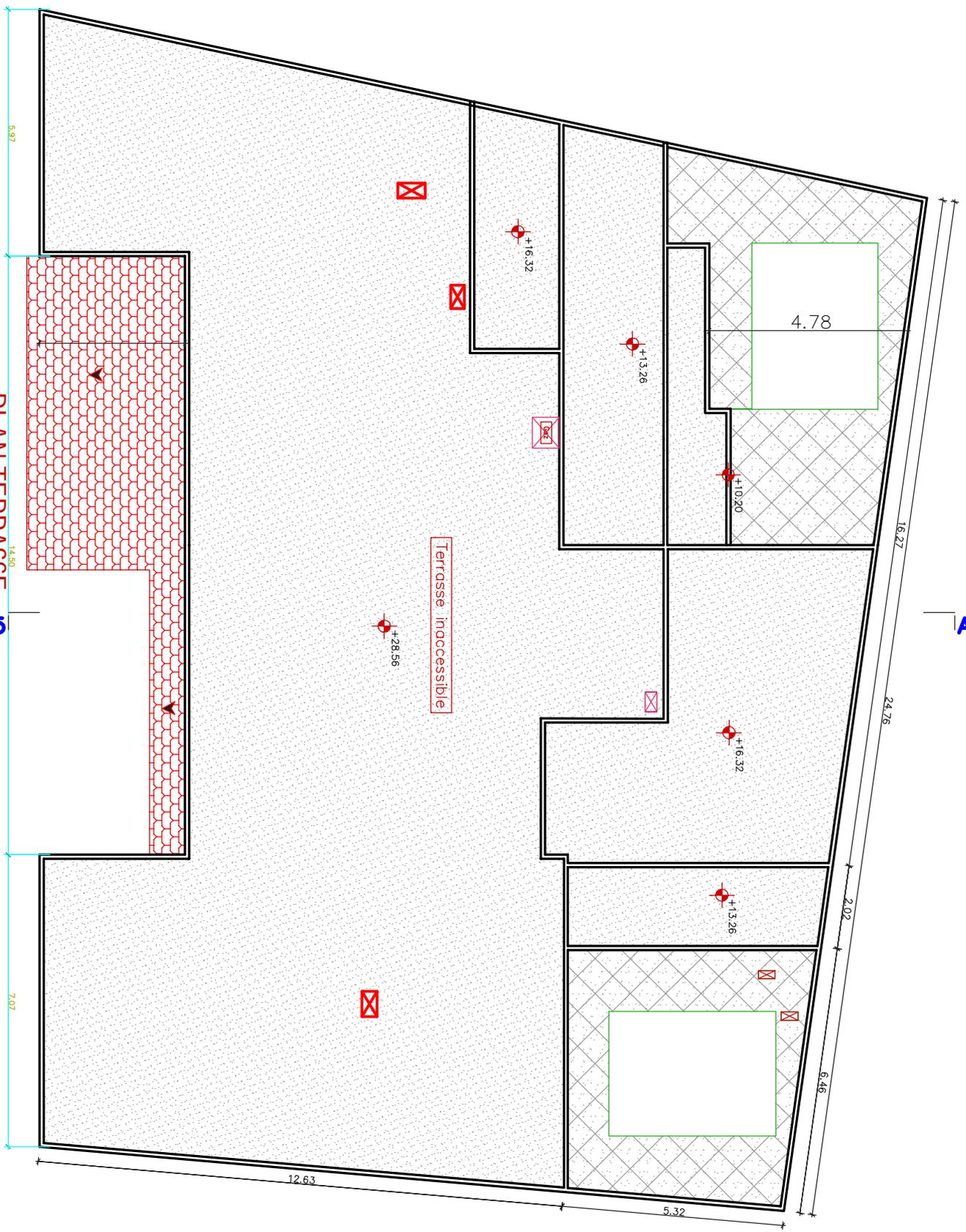
# PLAN ETAGE 08



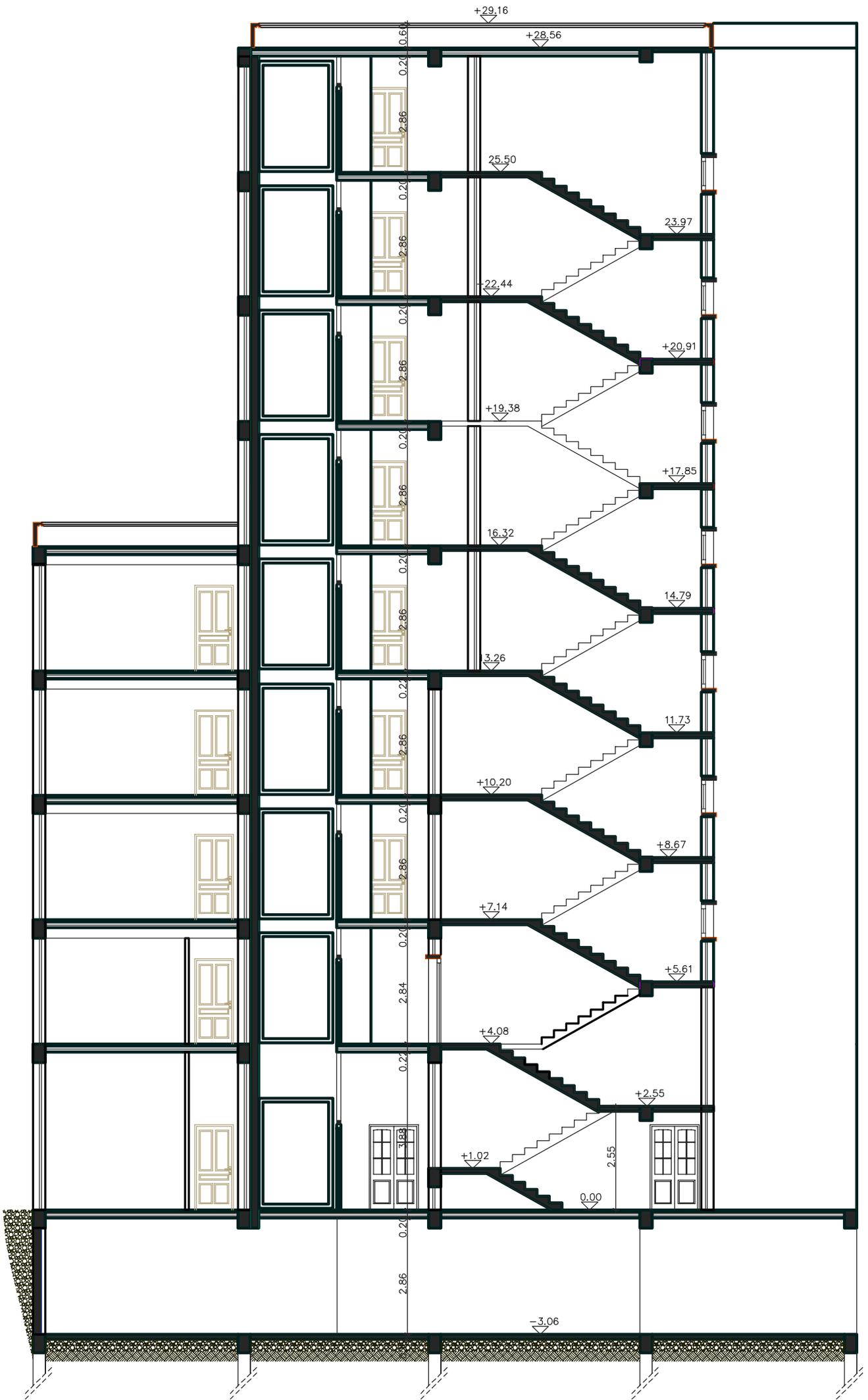
A92

A92

PLAN TERRASSE  
A95



A95



*COUPE AA*