

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure de la Recherche Scientifique
Université Abderhmane MIRA de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+5+3entre sol+ sous-sol) à usage collectif (habitation, commercial, parking, bureau et sportif)
Contreventé par un système Mixte
(Voile-portique)**

Encadré par :

M^r: A-LAICHAOUI

Présenté par :

**BOUSAFSAFA SYLIA
SALHI BAYA**

Membres de Jury :

Président M^r : SADAOUI

Examineur M^r :BRARA

Promotion 2019 - 2020

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 Monsieur «LAICHAOUI-A» notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

A tous les enseignants de la faculté de génie civil pour tout le savoir que nous acquis grâce à eux durant notre formation.

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.

Sylia & baya

Dédicaces

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

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère que je prie le dieu d'avoir pitié d'elle et d'habiter dans le paradis céleste, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes chers sœurs chaque une avec son nom.

A mes chers frères : farid et yasser.

A mes cousins et cousines.

A chaque tantes et à mes oncles.

A mes meilleurs amis sans exception et à tous ceux qui me sont chère

En fin, je remercie ma binôme salhi baya qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Bousafsafa sylvia

Dédicaces

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

Je dédie ce mémoire :

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

A mon frère et mes chers sœurs chaque une avec son nom

A mon oncle et ma tante

A mon cher mec B

A mes meilleurs amis sans exception et à tous ceux qui me sont chère

En fin, je remercie ma binôme Bousafsafa Syla qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Salhi Baya

Notations

La signification des notations est la suivante :

G : Charges permanentes

M : Charges d'exploitations à caractère particulier.

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'age j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

f_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j=28j.

g : Densité des charges permanentes.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

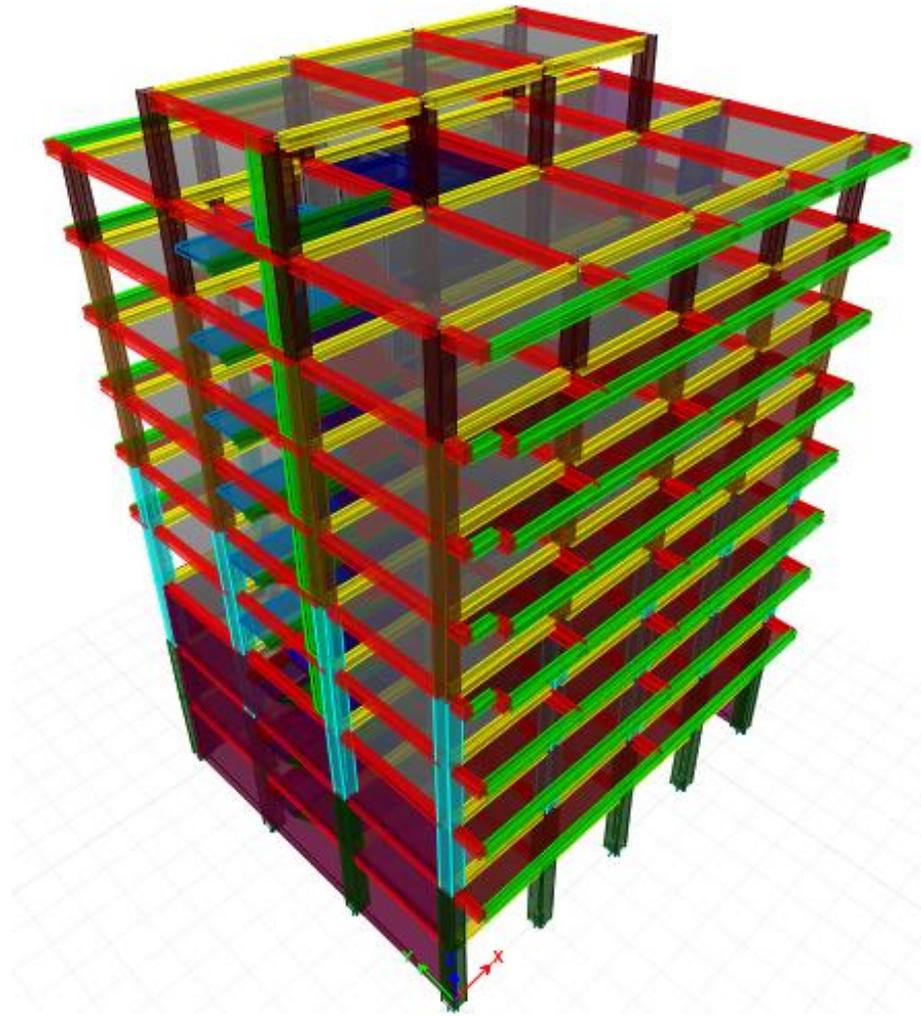
D : profondeur d'encastrement de la fondation.

q_u : Contrainte de rupture.

q_a = Contrainte admissible de sol.

C : cohésion du sol.

γ : poids volumique.



Sommaire

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Généralité

I.1. Presentation de l'ouvrage.....	2
I.2. Les caractéristiques de la structure.....	2
I.3. Reglements et normes utilisées	3
I.4. Les hypothèses de calcul.....	3
I.5. Les actions	4
I.6. Les caractéristique des matériaux.....	4
I.6.1. Résistance caractéristique du béton.....	4
I.6.2. L'acier.....	6

Chapitre II : Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

II. Introduction.....	8
II.1. Pre dimensionnement des éléments.....	8
II.1.1. Pre dimensionnement des éléments secondaire.....	8
II.1.1.1.2. le dimensionnement de Planchers à corps creux.....	8
II.1.1.1.3. Dalles pleines.....	9
II.1.1.2. Les poutrelles.....	10
II.1.1.3. les escaliers.....	10
II.1.1.4. pré dimensionnement de l'acrotère.....	12
II.1.2. Pre dimensionnement des éléments principaux.....	12
II.1.2.1. Les poutres.....	12
II.1.2.2. Les poteaux.....	13
II.1.2.3. Les voiles.....	13
II.1.3. Evaluation des charges et surcharges.....	13
II.1.4. Descente de charge.....	16
II.1.5. Vérification.....	20
Conclusion.....	22
II.2. Le Calcul des éléments secondaires	22
II.2.1. Calcul des planchers a corps creux.....	22
II.2.2. Etude des dalles pleines.....	35
II.2.3. Etude de l'escalier	37
II.2.4. Calcul de la poutre de chainage.	41

II.2.5. Calcul de la poutre brisée.....	43
II.2.5.1. introduction.....	43
II.2.5.2. Etude de la deuxième volée (pour l'escalier a 3 volée).....	43
II.2.5.3. le Dimensionnement de la poutre brisée.....	44
II.2.5.4. Le ferrailage de la poutre brisée.....	46
II.2.6. Calcule de l'acrotère.....	46
II.2.6.1. introduction.....	46
II.2.6.2. Evaluation des charges.....	46
II.2.6.3. Calcul des sollicitations.....	46
II.2.6.4. Ferrillage de la section.....	47
II.2.7. étude de l'ascenseur.....	49
II.2.7.1. Introduction.....	49
II.2.7.2. Étude de la dalle pleine de locale des machines.....	49
II.2.7.3. Étude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	53
Conclusion.....	55
Chapitre III : Etude dynamique	
III.1. Introduction.....	56
III.2. Objectifs et exigences.....	56
III.3. Méthodes de calcul.....	56
III.3.1. Méthode statique équivalente.....	56
III.3.2. Méthode dynamique.....	56
III.4. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	59
III.5. Disposition des voiles de contreventement.....	60
III.6. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par l'étabs 2016.....	61
Conclusion.....	67
Chapitre IV : Etude des éléments structuraux	
IV.1. Introduction.....	68
IV.2. Etude des poteaux.....	68
IV.3. Etude des poutres.....	74
IV.4. Étude des voiles.....	82
Conclusion.....	87
Chapitre V : Etude de l'infrastructure	
V.1. Introduction.....	88
V.2. Choix du type des fondations.....	88
V.3. Etude des fondations.....	88
V.3.1. Vérification des semelles isolées.....	88

V.3.2. Vérification des semelles filantes.....	88
V. 3.2.1.Dimensionnement de la poutre de libage.....	90
V. 3.2.2. Calcul de l'effort sollicitant la semelle filante (SF3) à l'ELU	91
V.3.2.3. Dimensionnement et calcul des semelles sous voiles dans le sens x-x.....	92
V.3.2.3.1.Ferraillage.....	92
V.3.2.3.2.Vérification de la rigidité flexionnelle de la semelle.....	92
V.3. 2.4. Calcul des sollicitations des poutres de libage	92
V. 3.2.4.1. Calcul du ferraillage.....	93
V. 3.2.4.1.1. Calcul de ferraillage longitudinal.....	93
V. 3.2.4.1.2. Calcul de ferraillage transversal.....	94
V.3.2.5. Les longrines.....	96
V.3.2.5.1. Pré dimensionnement des longrines.....	96
V.3.2.5.2. Vérification.....	97
V.3.2.5.3.Ferraillage.....	97
V.4.Voile périphérique.....	98
V.4.1.Introduction.....	98
V.4.2. Dimensionnement des voiles.....	98
V.4.3.Caractéristiques du sol.....	98
V.4.4. Evaluation des charges et surcharges.....	98
V.4.5. Ferraillage du voile.....	98
V.4.6.Vérifications.....	99

Liste des figures

<i>Chapitre I: Généralités</i>	
Figure I.1: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	4
<i>Chapitre II : Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire</i>	
Figure.II.1.1. Schéma de Plancher à corps creux	8
Figure. II.1.2. vue en plan de la disposition des poutrelles.....	9
Figure.II.1.3. Schéma poutrelle.....	10
Figure.II.1.4. Escalier type I.....	11
Figure.II.1.5. schéma statique de l'escalier type I.....	11
Figure.II.1.6. schéma statique de l'escalier de type II.....	12
Figure.II.1.7. Vue en plan d'un voile.....	13
Figure.II.1.8. l'acrotère.....	16
Figure.II.1.9. Schéma statique de la décente de charge.....	16
Figure.II.1.10. Surface afférente pour le poteau B2 (trs+e-c).....	17
Figure.II.1.11. Surface afférente pour le pot B2 (1+2 étage).....	17
Figure.II.1.12. La surface afférente de pot B4.....	19
Figure.II.1.13. Section brute (B_r).....	21
Figure.II.2.1. Schéma statique d'une poutrelle.....	23
Figure.II.2.2. Schéma statique d'une Poutre continue.....	23
Figure.II.2.3. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	33
Figure.II.2.4. Le schéma de ferrailage des poutrelles pour les différents étages.....	34
Figure.II.2.5. section d'une dalle sur 4 appuis.....	35
Figure.II.2.6. Section de la dalle pleine à ferrailier.....	35
Figure.II.2.7. Schéma de ferrailage de la dalle de cage d'escalier.....	36
Figure.II.2.8. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis (cage d'ascenseur).....	37
Figure.II.2.9. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis (balcon).....	37
Figure.II.2.10. Schéma statique d'escalier.....	37
Figure.II.2.11. Schéma statique avec chargement.....	38
Figure.II.2.12. Section d'escalier à ferrailier.....	38
Figure.II.2.13. Palier sur trois appuis.....	39
Figure.II.2.14. Schémas de ferrailage de l'escalier a 2 volées.....	41
Figure.II.2.15. Schéma de ferrailage du palier.....	41
Figure.II.2.16. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	43
Figure.II.2.17. Schéma statique de la volée (II).....	43
Figure.II.2.18. Schéma de la poutre brisée.....	44
Figure.II.2.19. Les moment de torsion de la poutre brisée.....	45
Figure.II.2.20. Schémas de ferrailage de la poutre brisée.....	46
Figure.II.2.21. Vue en plan d'un acrotère.....	46
Figure.II.2.22. Schéma statique de l'acrotère.....	47
Figure.II.2.23. Section de l'acrotère à ferrailier.....	47
Figure.II.2.24. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	49
Figure.II.2.25. Dalle d'ascenseur sur quatre appuis.....	50
Figure.II.2.26. Schéma de ferrailage de la dalle du locale des machines.....	53

Figure.II.2.27. Schéma de ferrailage de la dalle dessous de l'ascenseur.....	55
Chapitre III : Etude dynamique	
Fig. III.1. le spectre de réponse.....	60
Fig.III.2. Répartition des contraintes sur le voile.....	60
Figure.III.3. Schéma de la disposition des voiles.....	61
Figure.III.4. 1 ^{er} mode (translation suivant l'axe x-x).....	62
Figure. III.5. 2 ^{ème} mode (translation suivant l'axe y-y).....	63
Figure. III.6. 3 ^{ème} mode (rotation suivant l'axe z-z).....	64
Chapitre IV : Etude des éléments structuraux	
Figure.IV.1. Zone nodale.....	68
Figure.IV.2. Section d'un poteau.....	72
Figure IV.3. Les schéma de ferrailage des poteaux pour les différents étages.....	73
Figure IV.4. Le schéma des moments de la zone nodale.....	78
Figure IV.5. Les schéma de ferrailage des poutres pour les différents étages.....	81
Figure.IV.6 .Schéma d'un voile pleine.....	83
Figure IV.7. Schéma de ferrailage de voile (V_x1).....	87
Figure IV.8. Schéma de ferrailage de voile (V_y1).....	87
Chapitre V : Etude de l'infrastructure	
Figure.V.1. Vue d'une semelle isolée.....	88
Figure. V.2. Semelle filante SF1.....	89
Figure. V.3. Semelle filante (SF2 ; SF3 ; SF4 ; SF5).....	89
Figure VI.4 Coupe transversale d'une semelle filante.....	90
Figure V.5. Schéma statique de la poutre de libage.....	93
Figure V.6. Diagramme des moments dans la poutre de libage a L'ELU.....	93
Figure V.7. Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de libage a l'ELU.....	93
Figure V.8. Exemple de schéma de ferrailage de la semelle filante (SF1).....	96
Figure. V.9. Schéma de ferrailage de la longrine.....	97
Figure.V.10. Répartition des contraintes sur le voile.....	98
Figure.V.11. Schéma de ferrailage de voile périphérique.....	100

Liste des tableaux

<i>Chapitre I : Généralité</i>	
Tableau.I.1. f_e en fonction du type d'acier.....	7
Tableau.I.2 : Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser.....	7
<i>Chapitre II : Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire.</i>	
Tableau.II.1.1. Le pré dimensionnement des dalles.....	9
Tableau.II.1.2. Pré dimensionnement des escaliers a trois volées.....	11
Tableau.II.1.3. les sections préalables des poteaux.....	13
Tableau.II.1.4. le pré dimensionnement des voiles.....	13
Tableau.II.1.5. évaluation des charges et surcharge de la terrasse accessible.....	13
Tableau.II.1.6. Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible (toiture).....	14
Tableau.II.1.7. Évaluation des charge et surcharge de plancher étage courant.....	14
Tableau.II.1.8. Évaluation des charges et surcharge de la dalle pleine (balcon).....	14
Tableau.II.1.9. Évaluation des charges et surcharge de la dalle pleine.....	14
Tableau.II.1.10. Évaluation des charges et surcharge du palier.....	15
Tableau.II.1.11. évaluation des charges et surcharge du volée.....	15
Tableau.II.1.12. évaluation des charges et surcharge du volée2.....	15
Tableau.II.1.13. Évaluation des charges et surcharge des murs extérieurs.....	16
Tableau.II.1.14 Evaluation des charges de l'acrotère.....	16
Tableau.II.1.15. Descente de charges pour le poteau B2.....	19
Tableau.II.1.16. Descente de charge de poteau B4.....	20
Tableau.II.1.17. Vérification des poteaux la compression simple.....	21
Tableau.II.1.18. Vérification des poteaux au flambement.....	21
Tableau.II.1.19. Caractéristiques des éléments structuraux.....	22
Tableau.II.2.1. Les types des poutrelles.....	23
Tableau.II.2.2. Les combinaisons d'action.....	23
Tableau.II.2.3. Sollicitation dans les poutrelles à l'ELU et l'ELS pour la terrasse accessible...25	25
Tableau.II.2.4. Sollicitation dans les poutrelles à l'ELU et l'ELS pour les plancher étages courant.....	25
Tableau.II.2.5 : Sollicitation dans les poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher de2 ^{er} etage25	25
Tableau.II.2.6 : Sollicitation dans les poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher de1 ^{er} etage26	26
Tableau.II.2.7 : Sollicitation dans les poutrelles à l'ELU et l'ELS pour les plancher RDC ...26	26
Tableau.II.2.8 : Sollicitation dans les poutrelles à l'ELU et l'ELS pour les plancher Sous-sol.27	27
Tableau.II.2.9 : Ferrailage des poutrelles des défèrent étages.....	29
Tableau.II.2.10. La vérification de l'état limite de compression des différents étages.....	30
Tableau.II.2.11. La vérification de la fléché pour les défèrent étages.....	32
Tableau.II.2.12 : Le résultat de ferrailage de la dalle de la cage d'escalier.....	35
Tableau.II.2.13. Le résultat de ferrailages des vérifications des dalles plein.....	36
Tableau.II.2.14. Résumé des résultats de ferrailage pour les escaliers.....	38
Tableau.II.2.15 : vérification des contraintes dans le béton de l'escalier.....	39
Tableau.II.2.16. Les résultats de la vérification de la flèche pour l'escalier.....	39
Tableau.II.2.17 . Résumé des résultats de ferrailage pour le palier de repos.....	40

Tableau.II.2.18 : vérification des contraintes dans le béton de palier de repos.....	40
Tableau.II.2.19. Résumé des résultats de ferrailage de la poutre de chaînage.....	42
Tableau.II.2.20. Les résultat de ferrailage est des vérifications de la deuxième volée d'escalier type I.....	43
Tableau.II.2.21. les résultat de calcul par la méthode RDM.....	44
Tableau.II.2.22. les résultats de ferrailage de la poutre brisée.....	44
Tableau.II.2.23. Combinaison d'action de l'acrotère.....	47
Tableau.II.2.24. Tableau de ferrailage de la dalle de local des machines.....	51
Tableau.II.2.25 : Résultats de calcul des contraintes.....	52
Tableau.II.2.26 : Tableau de ferrailage de la dalle au-dessous de la machine.....	53
Tableau.II.2.27. Résultats de calcul des contraintes.....	54
Chapitre III : Etude dynamique	
Tableau.III.1. Valeurs des pénalités Pq	57
Tableau.III.2. vérification de la force sismique.....	59
Tableau.III.3. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	62
Tableau.III.4. Vérification sous charges verticale.....	65
Tableau.III.5. Vérification sous charges horizontal.....	65
Tableau.III.6. Vérification de l'effort normal réduit.....	66
Tableau.III.7. Vérification des déplacements.....	66
Tableau.III.8. Vérification de l'effet $P-\Delta$	67
Chapitre IV : Etude des éléments structuraux	
Tableau.IV.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	69
Tableau.IV.2. Les sollicitation dans les poteaux.....	69
Tableau.IV.3. les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	69
Tableau.IV.4. Le ferrailage transversal des poteaux.....	71
Tableau.IV.5. Vérification du flambement pour les poteaux.....	71
Tableau.IV.6. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.....	72
Tableau.IV.7. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	73
Tableau.IV.8. Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	75
Tableau.IV.9. Vérification des contraintes tangentielles.....	76
Tableau.IV.10. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement pour la p.p.....	76
Tableau.IV.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement pour la p.s.....	76
Tableau.IV.12. Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres principale.....	77
Tableau.IV.13. Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres secondaire.....	77
Tableau.IV.14. Vérification de la flèche pour les poutres.....	77
Tableau.IV.15. Moment résistant dans les poteaux.....	78
Tableau.IV.16. Moment résistant dans les poutres.....	78
Tableau.IV.17. Vérification de la zone nodale.....	79
Tableau.IV.18. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux.....	84
Tableau.IV.19. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux.....	84
Tableau.IV.20. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux.....	85
Tableau.IV.21. .Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux.....	85

Tableau.IV.22. Sollicitations de calcul dans le voile Vy3 dans tous les niveaux.....	86
Tableau.IV.23. Sollicitations de calcul dans le voile Vy4 dans tous les niveaux.....	86

Chapitre V : Etude de l'infrastructure

Tableau V.1. Dimensionnement des différentes semelles filantes.....	90
Tableau V.2. la hauteur total des semelles.....	91
Tableau V.3. Les efforts et le ferrailage des différentes semelles filantes à l'ELU.....	92
Tableau V.4. Résultats de ferrailage à l'ELU des différentes semelles filantes.....	95
Tableau V.5. Résultats de ferrailage à l'ELA des différentes semelles filantes.....	95
Tableau V.6. Choix de ferrailage des différentes semelles filantes.....	95
Tableau V.7. Ferrailage du voile périphérique.....	99
Tableau V.8. Vérification des contraintes.....	100

Introduction générale

Introduction générale

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires.

On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale.

A cet effet l'ingénieur associe la "recherche fondamentale" orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution de problèmes techniques et la "recherche appliquée" pour trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance, il doit en outre tenir compte de différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité des bâtiments et les personnes.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment (R+5+3entre sol+sous-sol), il regroupe à la fois des bureaux au niveau RDC+ commerces au niveau du 1^{er} étage+ des activités sportives au 2^{ème} étage, et logements d'habitation aux autres niveaux. Il est contreventé par un système mixte (voiles-portiques) étant donné qu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et le Document technique réglementaire DTR.

Le travail est partagé en cinq chapitres :

- Après une introduction générale, la présentation du projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements est donnée au premier chapitre.
- Le dimensionnement des éléments du bâtiment et le calcul des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère au deuxième chapitre.
- Au chapitre trois, l'étude dynamique est faite en utilisant le logiciel étabs 2016.
- Le calcul du ferrailage des éléments structuraux dans le quatrième chapitre.
- Dans le cinquième chapitre l'étude de l'infrastructure.
- On termine avec une conclusion générale.

Chapitre I

Généralités

I.1 : Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un hôtel urbain (R+5+sous-sol+trois entresol) implantés à l'entrée de la ville de tichy **Bejaia**, cette structure est destinée pour l'usage d'habitation collective à usage de bureaux, commerce et sportifs, il est classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe d'usage **2**, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage se situe sur le côté gauche de la route R.N.9 Bejaia-tichy d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), par la zone **IIa** (zone de moyenne sismicité).

I.2.Characterestique de la structure :

I.2.1.Characteréristiques géométriques :

- ✓ Largeur en plan.....**17.75m.**
- ✓ Longueur en plan.....**20m.**
- ✓ Hauteur totale du bâtiment.....**32.47m.**
- ✓ Hauteur du sous-sol.....**03.40m.**
- ✓ Hauteur du RDC.....**03.91m.**
- ✓ Hauteur des étages courants.....**03.06m.**

I.2.2.Données de site

- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.
- ✓ Le site est constitué comme meuble catégorie S3.
- ✓ La contrainte admissible du sol $\sigma=2$ bars.
- ✓ L'ancrage minimal des fondations : $D=2$ m ; $C=28\text{KN/m}^2$; $\gamma=19.2\text{KN/m}^3$; $\theta=20^\circ$.

I.2.3 : 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 en dalle pleine.

❖ **L'infrastructure**

Elle assure les fonctions suivantes :

- transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels.

I.2.4. Choix du contreventement

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité des l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone **IIa**, l'introduction des voiles, Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

I.3 : Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖ DTR BC2.33.2.

I.4. les hypothèses de calcul**I.4.1. L'état limite ultime**

(ELU)

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6-on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.4.2.L'état limite de service(ELS) : BAEL91 (article IV.1)

- 1-Les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
- 2- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques $\sigma = E\varepsilon$
- 3- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec E_s : module de Young de l'acier ; n : coefficient d'équivalence acier-béton

I.5 : les actions

- Les actions permanentes (**G**).
- Les actions variables (**Q**).
- Les actions accidentelles (**FA**).

I.6. les caractéristiques des matériaux**I.6.1. Résistance caractéristique du béton****a. Résistance caractéristique en compression f_{cj}**

Dans les constructions courantes, le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »), est obtenue par l'essai de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de $(d=16 \cdot h=32) \text{ cm}^2$

Pour des résistances $f_{c28j} \leq 40 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

Pour des résistances $f_{c28j} > 40 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases}$$

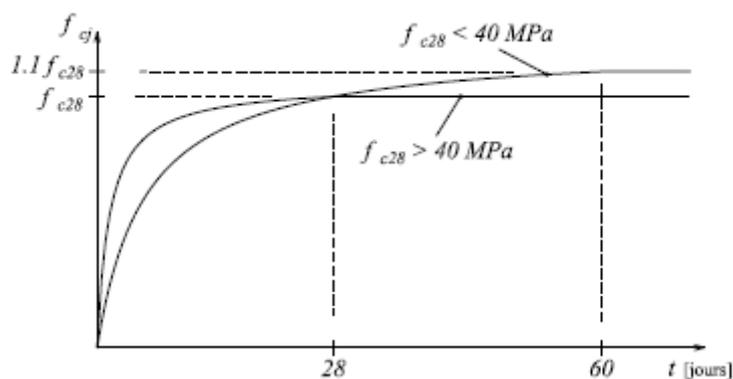


Figure I.1: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Pour 1 m^3 de béton courant doser à 350 kg de ciment portland artificiel (**CPA325**), la résistance moyenne f_{c28} . Comprise entre 22 et 25 MPa => On prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b) Résistance à la traction f_{ij} :

La résistance à la traction du béton à j jours, notée f_{ij} , est donnée par :

$$\begin{cases} f_{ij}=0.6+0.06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{ij}=0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.2).}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{i28} = 2,1 \text{ Mpa}$

c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) BAEL91 (article A.5.1.211)

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} \min (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

Dans notre cas on a $f_{c28}=25\text{Mpa}$ donc :

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} 3.33\text{Mpa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ 2.5\text{Mpa} & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

d. Déformation longitudinale du béton :

-On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj}

✓ Le module de déformation longitudinale instantané

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \quad \text{d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa.}$$

✓ Le module de déformation longitudinale différé

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule :

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij}$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}.$$

Pour les vérifications courantes $j > 28$ jours on a :

$$E_{ij} = 11000 * (f_{c28})^{1/3} \quad \text{et} \quad E_{vj} = (1/3) * E_{ij}.$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ on a :

$$E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_{v28} = 10721.40 \text{ MPa.}$$

e. Module déformation transversale du béton :

$$G = \frac{E}{2 * (\nu + 1)} \quad \text{Avec : } E : \text{ module de Young } \quad \nu : \text{ Coefficient de poisson } \quad [4]$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } \nu = 0 \quad \text{et} \quad G = 0,5 * E \\ \text{ELS : } \nu = 0,2 \quad \text{et} \quad G = 0,42 * E \end{array} \right.$$

I.6.2 : L'acier :

L'acier utilisée pour la réalisation de notre structure sont des FeE400 caractérisée par :

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

I.6.2.1 : Résistance caractéristique de l'acier :

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

- **Contraintes limites σ_s :**

- ✓ **ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tel que :}$$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases} \quad \gamma_s : \text{ est le coefficient de sécurité}$$

- ✓ **ELS :**

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) : $\sigma_s = f_e$ [MPa]

Cas2 : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s = \min (2/3 * f_e, \max (240, 110(\eta * f_{tj})^{1/2})) \text{ [MPa].}$$

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

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

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa].}$$

I.6.2.2 : Principales armatures utilisées :

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudés à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Tableau.I.1. f_e en fonction du type d'acier.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 200000$ MPa.

I.6.3 : Matériaux utilisés

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : -situation durable -situation accidentelle	14,2
		18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721,39
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU : -situation accidentelle -situation courante	400
		348
	Contrainte à l'ELS : -FPN -FN -FTN	/
		240
176		

Tableau.I.2 : Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser.

Chapitre II

**Le pré-
dimensionnement et
étude des éléments
Secondaires**

II. Introduction

Le pré dimensionnement à pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point du vue coffrage des différents éléments résistants, Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.1. Pré dimensionnement des éléments

II.1.1. Pré dimensionnement des éléments secondaire

II.1.1.1. Les planchers.

II.1.1.1.1.Introduction.

Le plancher à corps creux est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges, et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.

Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression.

II.1.1.1.2.le dimensionnement de Planchers à corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{CBA 93 Art B.6.8.4.2.4}).$$

$$\Rightarrow h_t \geq 460/22.5 = 20.44 \text{ cm}$$

Donc :

On adopte un plancher d'une épaisseur de 24 cm tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_{cc} = 20 \text{ cm hauteur de c.c} \\ h_{dp} = 4 \text{ cm hauteur de d.d.c} \end{array} \right.$$

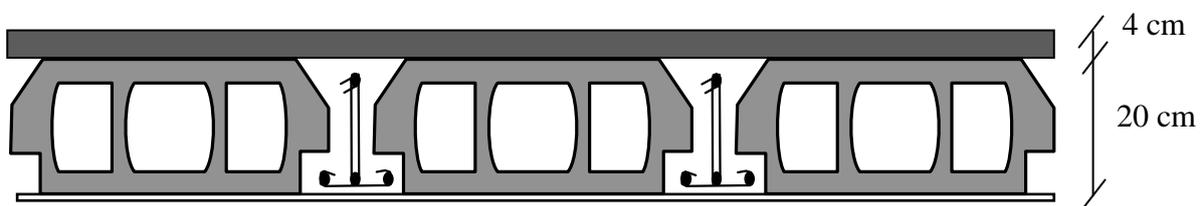


Figure II.1.1 : schéma de Plancher à corps creux

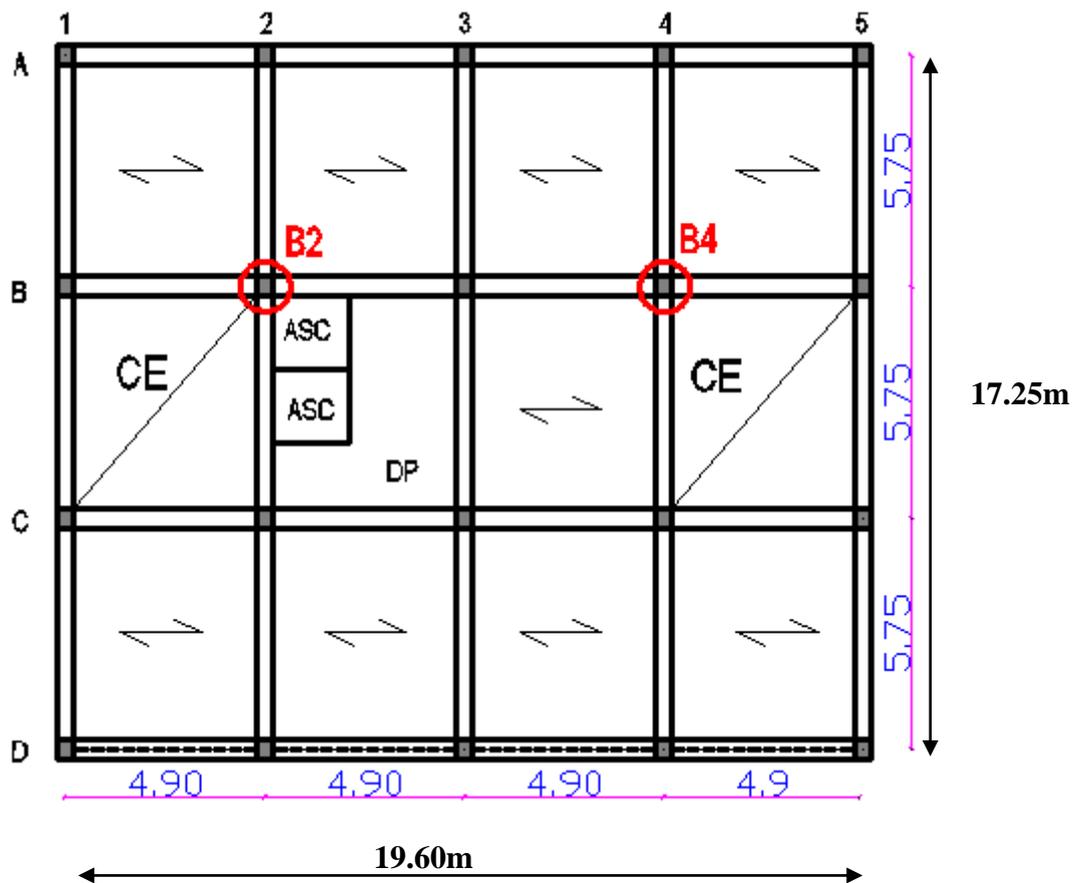


Fig. II.1.2.vue en plan de la disposition des poutrelles d'étage courant et RDC.

II.1.1.1.3.Dalles pleines

-L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

1)-résistance au feu : On prend : $e = 12\text{cm}$ 2)-isolation phonique : $e \geq 13$

3)-Résistance à la flexion : $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$ 4)-Condition de flèche

-Nous devons vérifier les conditions du CBA93 (B.6.5.3)

Dans notre cas on a :

- ✓ dalle sur 3 appuis
- ✓ dalle sur 4 appuis

-Les conditions est les résultats de pré dimensionnement sont résumés dans le tableau suivant

condition dalle	Lx(cm)	résistance au feu (cm)	isolation phonique	Résistance à la flexion	(e) adopter (cm)
3appuis	150	12	$e \geq 14$	3.5	14
4 appuis (c-a)	460	12	$e \geq 14$	10	17
4appuis(c-esc)	160	12	$e \geq 14$	4,5	17

Tableau.II.1.1.le pré dimensionnement des dalles

II.1.1.2. Les poutrelles :

-Les poutrelles ce sont des petites poutres préfabriquées en béton armé, sont disposées parallèlement à la petit portée Elles se calculent comme une poutre continue de section en T.

La dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right]$$

Dans notre cas, on a ce qui suit

$$h_t = 24 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; b_0 = 10 \text{ cm}; l_0 = 65 \text{ cm}; l_x = 65 - 10 = 55; l_y = 270 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{55}{2}; \frac{270}{10} \right] \Rightarrow b \leq 65 \text{ cm}$$

D'où la valeur de la table de compression est égale à : **b= 64cm.**

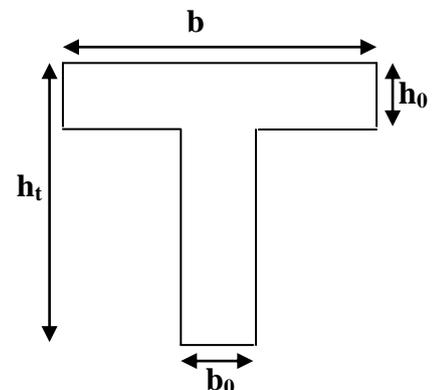


Fig. II.1.3. Schéma poutrelle

II.1.1.3. les escaliers

L'escalier est un élément en béton armé conçus sur place. Il est constitué d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

II.1.1.3.1. les types d'escaliers

On distingue dans notre projet deux types d'escaliers qui sont :

- a) **Type I** : escalier droit a trois volées.
- b) **type II** : escaliers droits à deux volées.

II.1.1.3.2. le dimensionnement

A). Type I : pour pouvoir étudier ce type d'escalier on le partage en 3 volées :

Escalier du sous-sol :-première et troisième partie (I et III)

Epaisseur de la pailleasse

La longueur développée est : $L = L_v + L_p \Rightarrow L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} \Rightarrow L = 1.6 + 2.85 = 4.45 \text{ m} = 445 \text{ cm}$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{445}{30} \leq e \leq \frac{445}{20} \Rightarrow 14.83 \text{ cm} \leq e \leq 22.25 \text{ cm}$$

$e \geq 16 \text{ cm}$pour deux heures de coupe-feu \Rightarrow On prend **e=16cm.**

Calcul de giron(g) et la hauteur d'une contre marche

On a : $l = 2.4 \text{ m}$ et $H = 1.53 \text{ m}$

Le nombre de marche est : $n - 1 = 8$ et Le nombre de contre marche est : $n = 9$

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

$\Rightarrow g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$

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

-Deuxième partie : Elle se calcule comme une console encastrée dans la poutre brisée

Epaisseur de la paillasse : $e \geq \frac{Lx}{20} = 160/20 = 8cm$

$e \geq 11$ cm Pour deux heures de coupe-feu => $e=12cm$

. Calcul de nombre de marche et de contre marche

-On a : $L_0=30cm$; $H=34cm$.

$64n^2 - (64+2H+L_0)n + 2H=0 \Rightarrow 64n^2 - (64+2*34+30)n + 2*34=0 \Rightarrow 64n^2 - 162n + 68=0$

En résout cette équation en obtient : $n=2$ est $n-1=1$

. Calcul de giron(g) et la hauteur de contre marche(g) : $g= 30$ cm et $h= 17$ cm

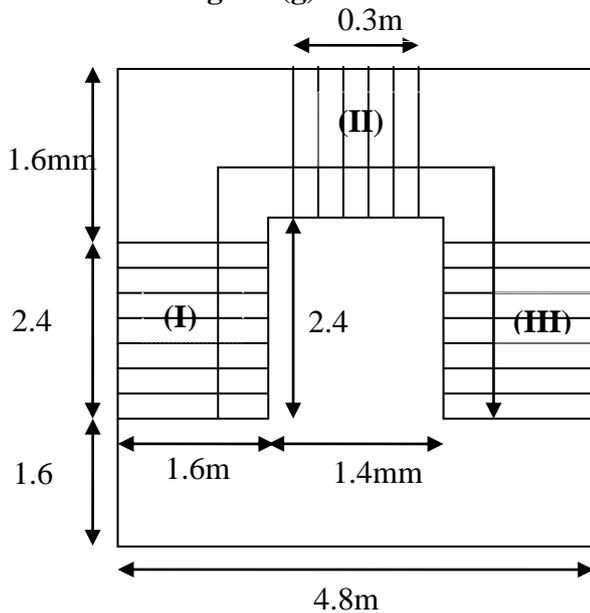


Fig. II.1.4. Escalier type I

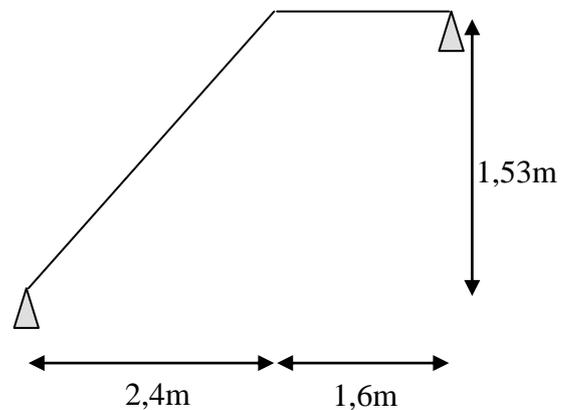


Fig. II.1.5. schéma statique de l'escalier type I

Donc l'ensemble des dimensions des escaliers est résumé dans le tableau suivant

dimension étage	H étage (m)	Volée	H volées (m)	L _{volée} (m)	Nombre de marche	Epaisseur (cm)	g (cm)	H (cm)
Sous-sol	3.4	1	1.53	2,85	8	16	30	17
		2	0.34	/	1	12	30	17
		3	1.53	2.85	8	16	30	17
RDC	3.91	1	1.53	2.85	8	16	30	17
		2	0.85	/	4	12	30	17
		3	1.53	2.85	8	16	30	17
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3,57	1	1.53	2.85	8	16	30	17
		2	0.51	/	2	12	30	17
		3	1.53	2.85	8	16	30	17

Tableau II.1.2 : Pré dimensionnement des escaliers a trois volées.

B)-Type II : escalier a deux volées

-On à la hauteur des étages de (3^{ème} a 8^{ème} étage) est : h=3.06m

Epaisseur de la paillasse :

-la longueur développée est : $L= L_v+L_p$

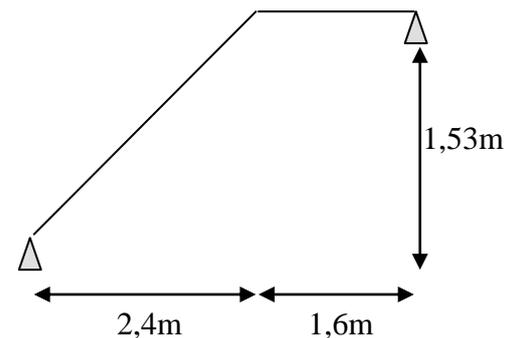
$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = 1.6+2.85=4.45m=445cm$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{445}{30} \leq e \leq \frac{445}{20} \Rightarrow 14.83cm \leq e \leq 22.25cm$$

$e \geq 16cm$ pour deux heures de coupe-

On prend **e=16cm.**

Fig.II.1.6.schéma statique de l'escalier de type II



Calcul de giron(g) et la hauteur d'une contre marche

On a : l = 2.4 m et H=1.53m

Le nombre de marche est : n-1=8 et le nombre de marche est :n=9

$$g = \frac{l}{n-1} \Rightarrow g = 30cm \quad et \quad h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = 17cm. \Rightarrow \begin{cases} g= 30 \text{ cm} \\ h= 17 \text{ cm} \end{cases}$$

II.1.1.4. pré dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles.

II.1.2. Pré dimensionnement des éléments principaux

II.1.2.1. Les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

II.1.2.1.1. Les poutres selon y-y

Le pré dimensionnement des poutres de section rectangulaire se fait en respectant la

condition du BAEL91 modifier 99 suivantes : $\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10}$

On a : (L = L_{max} =5.45m=545cm)

$$\Rightarrow 36.33 \leq h_t \leq 54.5$$

Soit : **h_p = 40 cm** et **b = 30 cm**

Vérification : On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1)

RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

- 1) $b=30 \geq 20 \text{ cm.}$
- 2) $h_p=45 \geq 30cm.$
- 3) $h_t/b = (40/30)=1,33 \leq 4$

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour les l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes : $h = 40\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$

II.1.2.1.2. Les poutres selon x-x

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{Tel que : } (L_{\max} = 460 \text{ cm}) \Rightarrow 30.66 \leq h_{ps} \leq 46$$

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

Vérification :

- 1) $b = 30 \geq 20\text{cm}$.
- 2) $h_{pp} = 35 \geq 30\text{cm}$
- 3) $h_t/b = (35/30) = 1.16 \leq 4$

Tous les conditions sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres secondaire les dimensions suivantes : $h = 35\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$

II.1.2.2. Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU avec la vérification des conditions le RPA99 (version 2003).

Etage	Sous-sol +RDC	1 ^{eme} +2 ^{eme} Etage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	4 ^{eme} +6 ^{eme} étage	7 ^{me} +8 ^{eme} +la terrasse (acc+innac)
Section (b×h) cm ²	55*55	50*50	45*45	40*40	35*35

Tableau.II.1.3.les sections préalables des poteaux

II.1.2.3. Les voiles

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et les conditions de rigidité aux extrémités suivants.

- ✓ $e > 15 \text{ cm}$(1).
- ✓ $e > h_e / 20$(2). RPA (article 7.7.1)
- ✓ $L > 4 e$(3).

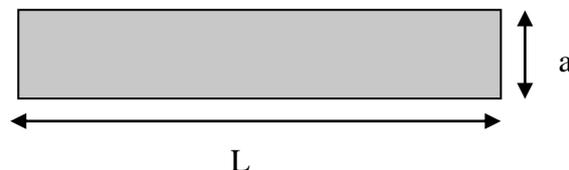


Fig. II.1.7. Vue en plan d'un voile.

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	sous-sol	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme}	3 ^{eme} a 8 ^{eme} +terrasse
h (cm)	340	391	357	306
h_e (cm)	316	367	333	282
e (cm)	20	20	20	15

Tableau II.1.4.le pré dimensionnement des voiles

II.1.3. Evaluation des charges et surcharges

II.1.3.1. Evaluation des charges et surcharges pour les plancher

Tableau .II.1.5.évaluation des charges et surcharges de la terrasse accessible

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
Revêtement carrelage	0 .02	22	0.44

Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux	0.24	/	3.1
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.015	18	0.27
Forme de pente	0.089	22	1.95
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	G=6.84KN /m ²		
Charge d'exploitation	Q=1.5 KN/m ²		

Tableau II.1.6. Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible (toiture).

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité(KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.04	20	0.8
Multicouche d'étanchéité	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.015	18	0.27
Plancher corps creux (20+4)	0.24	/	3.1
Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Forme de pente	0.065	22	1.43
Charge permanente totale	G=5.87KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q=1KN/m ²		

Tableau.II.1.7.Évaluation des charge et surcharges de plancher étage courant

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux	0.24	/	3.1
Cloison de séparation	0.088	10	0.88
Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Charge permanente totale	G=5.33KN /m ²		
Charge d'exploitation	Plancher à usager d'habitation		Q= 1.5KN/m ²
	Plancher à usage commercial		Q=5 KN/m ²

Tableau .II.1.8.Évaluation des charges et surcharges de la dalle pleine (balcon)

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.14	25	3.5
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente total	G=4.90 KN /m ²		
Charge d'exploitation	Q=3.5 KN/m ²		

Tableau .II.1.9.Évaluation des charges et surcharges de la dalle pleine.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40

Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.17	25	4.25
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente total	G=5.65KN /m ²		

❖ **Evaluation des charges et surcharge des escaliers**✓ **Palier (escalier a 2 volée +escalier a 3 volée)**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.16	25	4
Enduit de plâtre	0.02	14	0.28
Charge permanente total	G=5.48 KN /m ²		
Charge d'exploitation	Q=2.5 KN/m ²		

Tableau .II.1.10.Évaluation des charges et surcharges du palier✓ **La volée (escalier a 2 volée +la (1 et la 3) partie de l'escalier a 3 volée)**

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
Carrelage	Horizontal	0.02	20	0.4
	Vertical	0.02*0.17/0.3	20	0.23
Mortier de pose	Horizontal	0.02	20	0.40
	Vertical	0.02*0.17/0.3	20	0.23
Enduit de plâtre		0.015	18	0.27
Marche		h/2=0.17/2	22	1.87
La pailleasse		0.16	25	4
Charge permanente totale			G=7.4KN /m ²	
Charge d'exploitation			Q=2.5KN/m ²	

Tableau .II.1.11.évaluation des charges et surcharges du volée.➤ **La volée 2 d'escaliers à trois volées**

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
Carrelage	Horizontal	0.02	20	0.4
	Vertical	0.02*0.17/0.3	20	0.23
Mortier de pose	Horizontal	0.02	20	0.40
	Vertical	0.02*0.17/0.3	20	0.23
Enduit de plâtre		0.015	18	0.27
Marche		h/2=0.17/2	22	1.87
La pailleasse		0.12	25	3
Charge permanente totale			G=6.4KN /m ²	
Charge d'exploitation			Q=2.5KN/m ²	

Tableau .II.1.12.évaluation des charges et surcharge du volée2.

✓ **Murs extérieurs**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
Brique creuse	0.15	9	1.35
Lame d'air	0.5	-	-
Brique creuse	0.10	9	0.9
Enduit extérieur en ciment	0.2	20	0.4
Enduit de plâtre intérieur	0.20	14	0.2
Charge permanente totale	G=2.85 KN /m ²		

Tableau .II.1.13.Évaluation des charges et surcharge des murs extérieurs

✓ **L'acrotère**

Désignation des éléments	Epais- seurs (cm)	Sur- face (m ²)	densité (KN/m ³)	Poids (KN/ ml)
Poids propre de l'acrotère	15	0.069	25	1.725
Enduit de ciment intérieur	2	0.012	20	0.24
Enduit de ciment extérieur	2	0.01	20	0.2
Charge permanents totale	G = 2.165 KN/ml			

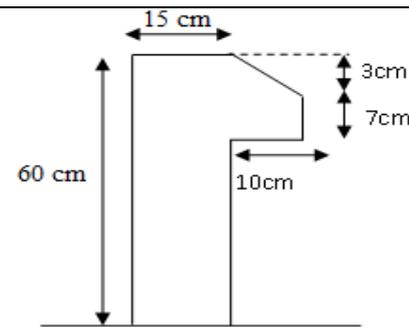


Fig. II.1.8.l'acrotère

Tableau.II.1.14.Evaluation des charges de l'acrotère

II.1.4.Descente de charge

-La descente de charge est le chemin suivit par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut jusqu'au niveau le plus bas avant de transmise à la bas.

Enoncé de la loi de dégression

Dans notre cas les surcharges d'exploitations ne sont pas égales pour les différents niveaux.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau 1 : Q_1

Niveau 2 : Q_1+Q_2

Niveau 3 : $Q_1+0.95 \times (Q_2+Q_3)$

Niveau n : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

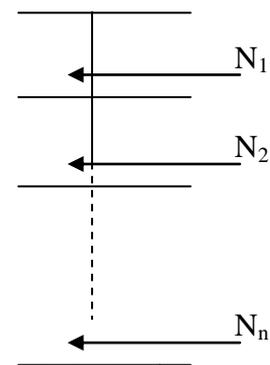


Figure II.1.9. : Schéma statique de la décente de charge

La descente de charge va se faire pour les poteaux (B2) et (B4) car ce sont ceux qui présentent les configurations les plus défavorables

- **Calcul des charges revenantes au poteau (B-2)**
- ❖ **Plancher terrasse accessible et étage (8^{eme} a 3^{eme} étage)**

• La surface afférente :

$S_{cc}=S_1+ S_2=12.54 \text{ m}^2$ $S_3=1.09+5.1775=6.27\text{m}^2$

$S_{palier}=1.6*2.3=3.68 \text{ m}^2$ $S_{volée}= 1.6*1.125=1.8 \text{ m}^2$

• **Donc le poids de plancher est:**

$G_{PP} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 5.45 = 16.35 \text{ KN}$

$G_{PS} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 4.6 = 12.076 \text{ KN}$

$G_{escalier}=33.49 \text{ KN}$ $Q_{esc}=13.7 \text{ KN}$

✓ **pour la terrasse accessible**

$G_{cc}=6.84*(S_1+S_2)+G_{dp}*S_3=121.195 \text{ KN}+$

✓ **pour le plancher étage courant**

$G=G_{cc}*(S_1+S_2)+G_{dp}*S_3= 102.263 \text{ KN}$

Tel que : $G_{dp}=5.65*6.27=35.425 \text{ KN}$

❖ **Pour étage (1^{er} et 2^{eme})**

$S_{palier}=1.6*(1.6+0.4) =3.2 \text{ m}^2$

$S_{volée} = (1.6*1.125) + (1.6*0.3) =1.8+0.48=2.2 \text{ m}^2$

Donc : $G_{escalier}=33.928 \text{ KN}$ $Q=13.1 \text{ KN}$

❖ **Pour étage (RDC)**

$S_{palier}=1.6*1.7 =2.72 \text{ m}^2$

$S_{volée}=(1.6*1.125) + (1.6*0.6)=1.8+0.96=2.76 \text{ m}^2$

$\Rightarrow G_{escalier}=34.364 \text{ KN}$ $Q=51.65 \text{ KN}$

Pour (le sous-sol)

$S_{palier}=3.44 \text{ m}^2$;

$S_{volée}=1.8+0.24=2.04 \text{ m}$

$\Rightarrow G_{escalier}=33.706 \text{ KN}$

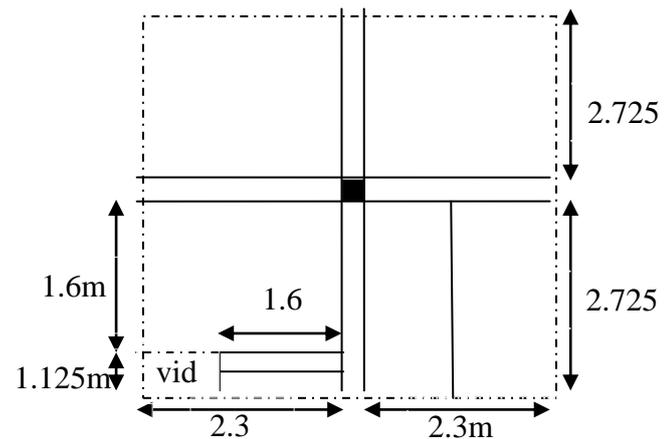


Fig. II.1.10. Surface afférente pour le poteau B2 (trs+e-c)

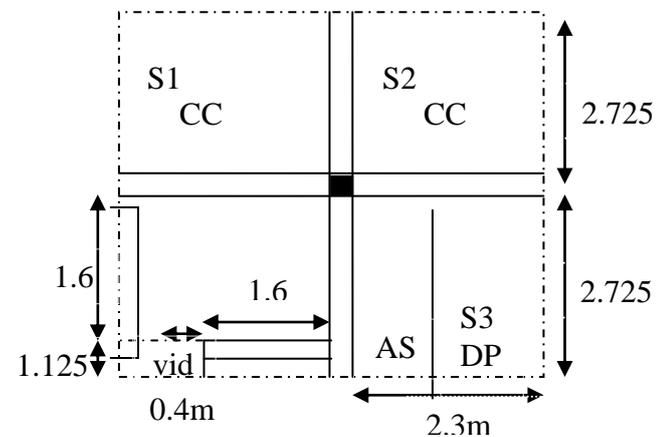


Fig. II.1.11. Surface afférente pour le pot B2 (1+2 etg)

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	73.61	
	PP (30*40) +PS (30*35) cm ²	20.25	
	Poteau (35*35) cm ²	8.636	
	Total	102.496	12.54
	Venant de N ₁	102.496	
N2	Plancher terrasse accessible	121.195	
	PP (30*40) +PS(30*35)cm ²	28.876	
	Poteau (35*35) cm ²	8.636	
	Escalier (palier + volée)	33.49	
	Mur extérieur	40.39	
	Total	335.083	51.86
	Venant de N ₁	335.083	
N3	Plancher étage courant	102.263	
	PP (30*40)+PS (30*35) cm ²	28.876	
	Escaliers (pallier + volée)	33.49	
	Poteau (35*35) cm ²	8.636	

	Mur extérieur	58.87	
	Total	567.218	87.248
N4	Venant de N ₂	567.218	
	Plancher d'étage	102.263	
	PP (30*40)+PS (30*35) cm ²	28.876	
	Poteau (40*40) cm ²	11.28	
	Mur extérieur	58.87	
	Total	768.507	118.704
N5	Venant de N ₃	768.507	
	Plancher d'étage	102.263	
	PP (30*40)+PS (30*35) cm ²	28.876	
	Escaliers (pallier + volée)	33.49	
	Poteau (40*40) cm ²	11.28	
	Total	1003.286	146.228
N6	Venant de N ₄	1003.286	
	Plancher d'étage	102.263	
	PP (30*40)+PS (30*35)cm ²	28.876	
	Escaliers (pallier + volée)	33.49	
	Poteau (45*45) cm ²	14.28	
	Total	1241.065	169.82
N7	Venant de N ₅	1241.065	
	Plancher d'étage	102.263	
	PP (30*40)+PS (30*35) cm ²	28.876	
	Escaliers (pallier + volée)	33.49	
	Poteau (45*45) cm ²	14.28	
	Total	1478.844	189.48
N8	Venant de N ₆	1478.844	
	Plancher d'étage	102.263	
	PP (30*40)+ PS (30*35)cm ²	28.876	
	Escaliers (pallier + volée)	33.928	
	Poteau 50*50	20.81	
	Total	1712.411	247.684
N9	Venant de N ₇	1712.411	
	Plancher d'étage	102.263	
	PP (30*40) + PS (30*35)cm ²	28.876	
	Escaliers (pallier + volée)	33.928	
	Poteau (50*50) cm ²	20.81	
	Total	1945.978	287.067
N10	Venant de N ₈	1945.978	
	Plancher d'étage	102.263	
	PP (30*40) + PS (30*35) cm ²	28.876	
	Escaliers (pallier + volée)	34.364	
	Poteau (55*55) cm ²	27.75	
	Total	2191.791	296.94
	Venant de N ₉	2191.791	

N11	Plancher d'étage	102.263	
	PP (30*40) +PS (30*35) cm ²	28.876	
	Escaliers (pallier + volée)	33.706	
	Poteau (55*55) cm ²	23.897	
	Mur extérieur	65.96	
	Total	2475.369	302.363

Tableau. II.1.15.Descente de charges pour le poteau B2

❖ **Calcul des charges revenantes au poteau (B-4)**

- ✓ Pour la terrasse accessible et les étage courant (3 a 8)+le sous-sol
 $S=S_1+S_2+S_3+S_4=25.07m_2$
- ✓ Le poids de plancher

Terrasse accessible : $G=6.84*25.07=171.479KN$

étage courant : $G=5.33*25.07=133.623KN.$

- ✓ **Pour les étages RDC a 2^{eme} étage**

Le poids de plancher

$G_{esc} = (6.4*0.48)+(8.9*1.8)+(3.2*6.98)=41.428KN$

$G_{étage\ courant} = 5.33*18.81=100.25KN$

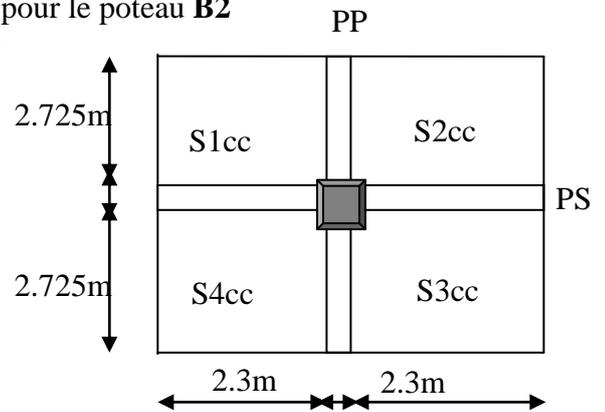


Fig.II.1.12.La surface afférente de pot B4

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	36.8	
	PP (30*40) + PS (30*35) cm ²	14.21	
	Poteau (35*35) cm ²	8.636	
	total	59.646	6.27
N2	Venant de N ₁	59.646	
	Plancher terrasse accessible	171.479	
	PP (30*40) + PS (30*35) cm ²	28.876	
	Poteau (35*35) cm ²	8.636	
	Total	268.637	43.875
N3	Venant de N ₂	268.637	
	Plancher étage courant	133.623	
	PP (30*40)+PS (30*35) cm ²	28.876	
	Poteau (35*35) cm ²	8.636	
	Mur extérieur	18.485	
	Total	458.257	77.72
N4	Venant de N ₃	458.257	
	Plancher d'étage	133.623	
	PP (30*40) +PS (30*35) cm ²	28.876	
	Poteau (40*40) cm ²	11.28	
	Mur extérieur	18.485	
	Total	650.521	107.80
N5	Venant de N ₄	650.521	
	Plancher d'étage	133.623	
	PP (30*40) +PS (30*35) cm ²	28.876	
	Poteau (40*40) cm ²	11.28	
	Mur extérieur	18.485	
	Total	842.785	134.127
	Venant de N ₅	842.785	
	Plancher d'étage	133.623	

N6	PP (30*40) +PS (30*35) cm ²	28.876	
	Poteau (45*45) cm ²	14.28	
	Mur extérieur	18.485	
	Total	1038.049	156.69
N7	Venant de N ₆	1038.049	
	Plancher d'étage	133.623	
	PP (30*40) +PS (30*35) cm ²	28.876	
	Poteau (45*45) cm ²	14.28	
	Mur extérieur	18.485	
	Total	1233.313	175.49
N8	Venant de N ₇	1233.313	
	Plancher d'étage	100.25	
	PP (30*40) +PS (30*35) cm ²	28.876	
	Escaliers (pallier + volée)	41.428	
	Poteau 50*50	20.81	
	Mur extérieur	47.689	
	Total	1472.366	252.803
N9	Venant de N ₈	1472.366	
	Plancher d'étage	100.25	
	PP (30*40) + PS (30*35) cm ²	28.876	
	Escaliers (pallier + volée)	41.428	
	Poteau (50*50) cm ²	20.81	
	Mur extérieur	47.689	
	Total	1711.419	305.231
N10	Venant de N ₉	1711.419	
	Plancher d'étage	100.25	
	PP (30*40) + PS (30*35) cm ²	28.876	
	Escaliers (pallier + volée)	41.428	
	Poteau (55*55) cm ²	27.75	
	Mur extérieur	52.56	
	Total	1962.283	318.675
N11	Venant de N ₁₀	1962.283	
	Plancher d'étage	133.623	
	PP (30*40) +PS (30*35) cm ²	28.876	
	Poteau (55*55) cm ²	23.897	
	Total	2148.679	327.107

Tableau. II.1.16.Descente de charge de poteau B4**II.1.5.Vérification****L'effort normal ultime**

✓ Pour le poteau B2

-On a $G=2475.369\text{KN}$ $Q=302.363\text{KN} \Rightarrow Nu= 1.35 G + 1.5Q =3795.293\text{KN}$

✓ Pour le poteau B4

-On a $G=2148.679\text{KN}$ $Q=327.107\text{KN} \Rightarrow Nu= 1.35 G + 1.5Q =3391.377\text{KN}$ ❖ Donc $Nu_{\max}=3795.293\text{kKN} \Rightarrow c'$ est le poteau B2 le plus défavorable

Selon le CBA (Art B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10%

Telle que : $NU=1.1 (1.35G+1.5Q) \Rightarrow Nu=4174.822 \text{ KN}$ **II.1.5.1.Vérification la résistance (compression simple)**

Vérifier que : $\frac{Nu}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$; avec B : section du poteau et $\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$.

Etages	Section (m ²)	Nu* (KN)	Condition $\bar{\sigma}_{bc} \geq \sigma_{cal}$		Observation
			$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{cal} (MPa)	
Sous-sol +RDC	0.55*0.55=0.3025	4174.822	14.20	13.8	Vérifié
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	0.5*0.5=0.25	3363.438	14.2	13.45	Vérifié
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	0.45*0.45=0.203	2508.725	14.20	12.36	Vérifié
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	0.4*0.4=0.16	1731.156	14.20	10.82	Vérifié
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage+terrasse	0.35*0.35=0.1225	986.278	14.2	8.05	Vérifié

Tableau. II.1.17. Vérification des poteaux la compression simple

II.1.5.2. Vérification du critère de stabilité de forme

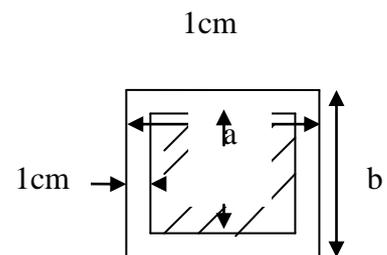
D'après le (CBA) on doit faire la vérification suivante :

$$Nu \leq \bar{Nu} = \alpha * \left[\frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * f_e}{\gamma_s} \right]$$

Br = (a-2) × (b-2) ; a et b : dimension du poteau

As = [0.8 a 1.2] % * Br On prend = 1% Br

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50 ; \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$



D'après le BAEL 91 on doit vérifier : $Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_s} \right]}$

Fig.II.1.13. Section brute (Br)

Les résultats de vérification au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Etages	Nu(KN)	I ₀ 10 ⁻³	l _f	λ	α	Condition Br ≥ Br _{cal}		Observation
		m ⁴	(m)			Br cm ²	Br _{cal}	
S-SOL	4174.822	7.63	2.1	13.21	0.826	0.2809	0.2298	Vérifié
RDC	4174.822	7.63	2.478	15.58	0.817	0.2809	0.2323	
1 ^{er} et 2 ^{eme}	3363.438	5.21	2.219	15.41	0.818	0.2304	0.1869	
3 ^{et} 4 ^{eme}	2508.725	3.42	1.862	14.33	0.822	0.1849	0.1387	
5 ^{et} 6 ^{eme}	1731.156	2.13	1.862	16.19	0.815	0.1444	0.0966	
7 ^{et} 8 + tras	986.178	1.25	1.862	18.44	0.805	0.1089	0.0557	

Tableau. II.1.18. Vérification des poteaux au flambement

Conclusion

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

Eléments	Largeur b (cm)	Hauteur h (cm)
Poutres selon y-y	30	40
Poutres selon x-x	30	35
Poteaux du sous-sol et RDC	55	55
Poteaux du 1 et 2 ^{ème}	50	50
Poteaux du 3et 4 ^{ème}	45	45
Poteaux du 5et 6 ^{ème}	40	40
Poteaux du 7et 8 ^{ème} +terrasse	35	35

Tableau. II.1.19.Caractéristiques des éléments structuraux.

II.2.le calcul des éléments secondaire

II.2.1.Calcul des planchers a corps creux

II.2.1.1. Etudes des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis

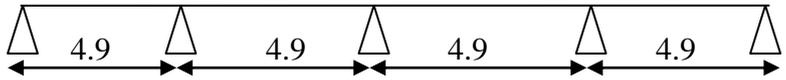
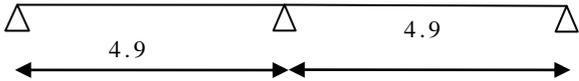
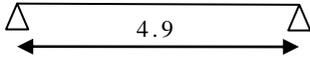
❖ **Méthode de calcul des sollicitations**

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

❖ **Les Différents types de poutrelles**

Dans notre projet on distingue 4 types de poutrelles qui sont classés dans le tableau suivant :

Type	Niveau	Schémas statiques
1	Tous les étages	
2	les étages 3a8+la terrasse accessible+ le sous-sol	
3	RDC+1 ^{er} +2 ^{ème} étage +terrasse inaccessible	

4	Sous-sols	
---	-----------	--

Tableau II.2.1. Les types des poutrelles.

✓ Calcul des Charges et surcharges revenant aux poutrelles

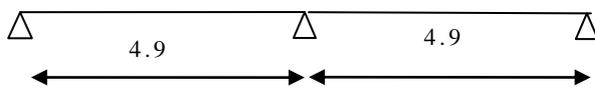
L'ELU : $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \cdot l_0$ l'ELS : $q_s = (G + Q) \cdot l_0$

Type de plancher	G KN /m ²	Q KN /m ²	l ₀ (m)	Pu kn/m ²	q _u KN/ml	ps kn/m ²	q _s KN/ml
Terrasse accessible	5.87	1	0.65	9.42	6.12	6.87	4.47
Terrasse accessible	6.84	1.5	0.65	11.48	7.46	8.34	5.42
Etages courants	5.33	1.5	0.65	9.45	6.14	6.85	4.45
Plancher à usage commercial	5.33	5	0.65	14.69	9.55	10.32	6.71
Plancher à usage bureau +parking	5.33	2.5	0.65	10.94	7.11	7.83	5.09
Plancher à usage Sportif	5.33	6	0.65	16.2	10.53	11.32	7.36

Tableau II.2.2. Les combinaisons d'action

Exemples de calcul : Pour l'étage courant (3^{ème} a 8^{ème} étage)

Pour le type 2 :



FigII.2.1.schéma statique d'une poutrelle

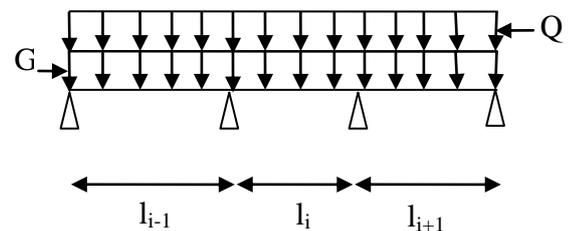


Fig.II.2.2.Schéma statique d'une Poutre continue

• Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

1- $Q = 1.5 \leq \text{Min} (2 \times G, 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$

3- $I = \text{constant}$ vérifiée

2- $\frac{l_i}{l_{i+1}} = 4.9/4.9 = 1$ est compris entre 0.8 et 1.25

4- F.P.N

Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont satisfaites pour ce type de poutrelle :

• **Le calcul des sollicitations**

On a : L'ELU : $P_u=6.14\text{KN/m}$ et L'ELS : $P_s=4.45\text{KN/m}$

Moments isostatique : $M_0\text{ AB} = M_0\text{ BC} = q_u \cdot l^2 / 8$

A l'ELU : 18.43KN.m A l'ELS : 13.36KN.m

-Moments aux appuis de rive

-Moment aux Appuis intermédiaires

A l'ELU : $M_A = M_c = -0.15M_0 = -2.76\text{KN.m}$ A l'ELU : $M_B = -0.6M_0 = -11.06\text{KN.m}$

A l'ELS : $M_A = M_c = -0.15M_0 = -2\text{KN.m}$ A l'ELS : $M_B = -0.6M_0 = -8.016\text{KN.m}$

-Moment en travée

A l'ELU :

$$[\text{AB}] \begin{cases} M_t^{AB} \geq 14.12 \\ M_t^{AB} \geq 11.7 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 14.12\text{KN.m} \quad [\text{BC}] \begin{cases} M_t^{BC} \geq 14.12 \\ M_t^{BC} \geq 11.7 \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 14.12\text{KN.m}$$

A l'ELS :

$$[\text{AB}] \begin{cases} M_t^{AB} \geq 10.23 \\ M_t^{AB} \geq 8.48 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 10.23\text{KN.m} \quad [\text{BC}] \begin{cases} M_t^{BC} \geq 10.23 \\ M_t^{BC} \geq 8.48 \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 10.23\text{KN.m}$$

-Les efforts tranchants

$$\begin{aligned} \text{Travée [AB]} \quad V_A &= \frac{6.14 \times 4.9}{2} = 15.04\text{KN} & \text{Travée [BC]} \quad V_B &= 1.1 \times \frac{6.14 \times 4.9}{2} = 17.3\text{KN} \\ V_B &= -1.1 \times V_A = -17.3\text{KN} & V_C &= -15.04\text{KN} \end{aligned}$$

-Pour les autres types de poutrelles les sollicitations de ces dernières sont représentées dans les tableaux suivant :

	type	travée	longueur L (m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
1		A-B	4.9	22.389	-3.358	-11.19	18	18.277	-20.1
		B-C	4.9	/	-11.19	-8.96	13.52	20.1	-20.1
		B-C	4.9	/	-8.96	-11.19	13.52	20.1	-20.1
		C-D	4.9	/	-11.19	-3.358	18	20.1	-18.277

A l'ELU	2	A-B	4.9	/	-3.358	-13.43	16.88	18.227	-20.02
	2	B-C	4.9	/	-13.43	-3.358	16.88	20.02	-18.227
A l'ELS	1	A-B	4.9	16.267	-2.44	-8.13	13.08	/	/
		B-C	4.9	//	-8.13	-6.51	9.83	/	/
		C-D	4.9	//	-6.51	-8.13	9.83	/	/
		D-E	4.9	//	-8.13	-2.44	13.08	/	/
	2	A-B	4.9	//	-2.44	-9.76	12.27	/	/
		B-C	4.9	//	-9.76	-2.44	12.27	/	/

Tableau.II.2.3.sollicitation dans les poutrelles à l'ELU et l'ELS pour la terrasse accessible.

	Type	travée	longueur L (m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
A l'ELU	1	A-B	4.9	18.43	-2.76	-9.215	15.04	15.043	-16.547
		B-C	4.9	/	-9.215	-7.372	11.35	16.547	-16.547
		C-D	4.9	/	-7.372	-9.215	11.35	16.547	-16.547
		D-E	4.9	/	-9.215	-2.76	15.04	16.547	-15.043
	2	A-B	4.9	/	-2.76	-11.06	14.12	15.043	-17.3
		B-C	4.9	/	-11.06	-2.76	14.12	17.3	-15.043
A l'ELS	1	A-B	4.9	13.36	-2	-6.68	10.9	/	/
		B-C	4.9	//	-6.68	-5.344	8.23	/	/
		C-D	4.9	//	-5.344	-6.68	8.23	/	/
		D-E	4.9	//	-6.68	-2	10.9	/	/
	2	A-B	4.9	//	-2	-8.02	10.23	/	/
		B-C	4.9	//	-8.02	-2	10.23	/	/

Tableau.II.2.4.sollicitation dans les poutrelles à l'ELU et l'ELS pour les plancher étages courant (3^{eme} a 8^{eme} etage)

	Type	travée	longueur L (m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
A l'ELU	1	A-B	4.9	31.6	0	-21.25	21.34	21.46	-30.13
		B-C	4.9	/	-21.25	-16.19	12.39	30.13	-24.76
		C-D	4.9	/	-16.19	-21.25	12.39	24.76	-26.83
		D-E	4.9	/	-21.25	0	21.34	26.83	-21.46
A l'ELS	1	A-B	4.9	22.09	0	-14.74	15.33	/	/
		B-C	4.9	/	-14.74	-11.23	9.42	/	/
		C-D	4.9	/	-11.23	-14.74	9.42	/	/
		D-E	4.9	/	-14.74	0	15.33	/	/

Tableau.II.2.5 : Sollicitation dans les poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher 2^{eme} etage

	Type	travée	longueur L (m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
A l'ELU	1	A-B	4.9	28.66	-4.23	-14.33	25.65	23.39	-25.729
		B-C	4.9	/	-14.33	-11.46	19.92	25.729	-25.729

	1	C-D	4.9	/	-11.46	-14.33	19.92	25.729	-25.729
		D-E	4.9	/	-14.33	-4.23	25.65	25.729	-23.39
	3	A-B	4.9	/	-4.299	-4.299	28.66	23.39	-23.39
A l'ELS	1	A-B	4.9	20.14	-3.02	-10.07	18.02	/	/
		B-C	4.9	//	-10.07	-8.056	13.99	/	/
		C-D	4.9	//	-8.056	-10.07	13.99	/	/
		D-E	4.9	//	-10.07	-3.02	18.02	/	/
	3	A-B	4.9	//	-3.02	-3.02	20.14	/	/

Tableau. II.2.6. sollicitation dans les poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher de 1^{er} étage

	Type	travée	longueur L (m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
A l'ELU	1	A-B	4.9	21.34	-3.2	-10.67	18.05	17.42	-19.162
		B-C	4.9	/	-10.67	-8.536	13.78	19.162	-19.162
		C-D	4.9	/	-8.536	-10.67	13.78	19.162	-19.162
		D-E	4.9	/	-10.67	-3.2	18.05	19.162	-17.42
	3	A-B	4.9	/	-3.2	-3.2	21.34	17.42	-17.42
A l'ELS	1	A-B	4.9	15.27	-2.29	-7.635	12.91	/	/
		B-C	4.9	//	-7.635	-6.108	9.85	/	/
		C-D	4.9	//	-6.108	-7.635	9.85	/	/
		D-E	4.9	//	-7.635	-2.29	12.91	/	/
	3	A-B	4.9	//	-2.29	-2.29	15.27	/	/

Tableau.II.2.7 : sollicitation dans les poutrelles à l'ELU et l'ELS pour les plancher RDC

	Type	travée	longueur L (m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
A l'ELU	1	A-B	4.9	21.34	-3.2	-10.67	18.05	17.42	-19.162
		B-C	4.9	/	-10.67	-8.536	13.78	19.162	-19.162
		C-D	4.9	/	-8.536	-10.67	13.78	19.162	-19.162
		D-E	4.9	/	-10.67	-3.2	18.05	19.162	-17.42
	2	A-B	4.9	/	-3.2	-12.80	16.98	17.42	-20.03
		B-C	4.9	/	-12.8	-3.2	16.98	20.03	-17.42
	3	A-B	3.1	/	0	-8.37	4.871	8.32	-13.72
		B-C	4.9	/	-8.37	-10.03	12.15	17.08	-17.76
		C-D	4.9	/	-10.03	-13.17	9.77	16.78	-18.06
		D-E	4.9	/	-13.17	0	15.27	20.1	-14.73
A l'ELS	1	A-B	4.9	15.27	-2.29	-7.635	12.91	/	/
		B-C	4.9	//	-7.635	-6.108	9.85	/	/
		C-D	4.9	//	-6.108	-7.635	9.85	/	/
		D-E	4.9	//	-7.635	-2.29	12.91	/	/
	2	A-B	4.9	//	-2.29	-9.162	12.15	/	/
		B-C	4.9	/	-9.162	-2.29	12.15	/	/
	3	A-B	3.1	/	0	-5.93	5.75	//	//
		B-C	4.9	/	-5.93	-7.1	8.77	//	//

	3	C-D	4.9		-7.1	-9.32	7.09	//	//
		D-E	4.9		-9.32	0	11.31	//	//

Tableau. II.2.8 : sollicitation dans les poutrelles à l'ELU et l'ELS pour les plancher sous-sol

❖ Ferrailage des poutrelles

-La poutrelle est sollicitée par les efforts suivants.

$$\begin{aligned}
 M_{Travée}^{Max} &= 15.04 \text{KN.m} & M_{Travée}^{Max} &= 10.9 \text{KN.m} \\
 \text{A l'ELU : } M_{Appuis}^{Max} &= \begin{cases} -2.76 \text{KN.m (rive)} \\ -9.215 \text{KN.m (int erne)} \end{cases} & \text{A l'ELS : } M_{Appuis}^{Max} &= \begin{cases} -0.95 \text{KN.m (Rive)} \\ -3.15 \text{KN.m (int erne)} \end{cases} \\
 V^{Max} &= 16.547 \text{KN}
 \end{aligned}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$b=64\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $h=24\text{cm}$; $H=20\text{cm}$; $b_0=10\text{cm}$; $d=22\text{cm}$.

✓ Calcul à l'ELU

Le calcul du ferrailage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple

Si : $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression,

donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

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

• Armatures longitudinales

a). Ferrailage en travée :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) = 72.70 \text{KN.m}$$

$$M_{tu} > M_u = 15.04 \text{KN.m} \Rightarrow \text{Section } (b \times h).$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{15.04 \times 10^{-3}}{0.64 \times (0.22)^2 \times 14.2} = 0.034 \text{ et } \mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.034$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0432 \quad z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.216 \text{m}$$

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{travée} = 2 \text{cm}^2 \text{ On prend } A_s = 3 \text{HA10} = 2.36 \text{cm}^2 \quad (\text{Annexe 3})$$

• Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{Min} = 1.7 \text{cm}^2 \Rightarrow A_s = 2.36 \text{cm}^2 > A_{Min} = 1.7 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

b). Ferrailage en appuis

✓ **Appuis intermédiaire** $M_{Interne}^a = -11.06 \text{KN.m}$ section $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20) \text{m}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.161 \Rightarrow U_{bu} = 0.161 < 0.186 \text{Pivot « A »} \Rightarrow (A' = 0 \text{ et } A \neq 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.22 \quad z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.20 \text{m}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{int}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Interne} = 1.58 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{on prend } A_s = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1.92 \text{cm}^2$$

✓ **Appuis de rive**

On a : $M_{Rive}^a = -2.76 \text{KN.m}$ section en T $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.24) \text{m}^2$

$U_{bu} = 0.04 < 0.186 \Rightarrow$ pivot A

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.051 \quad z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.215 \text{m}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Rive} = 0.368 \text{cm}^2 \text{ on prend } A_s = 1\phi 8 = 0.5 \text{cm}^2$$

• **Vérification a l'ELU**

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis.

✓ **Appuis de rive**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 0.5 + 2.36 = 2.86 \text{cm}^2.$$

$$A_l = 2.86 \text{cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 17.3 \times 10^{-3}}{400} = 0.497 \text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l = -1.1 \text{cm}^2 \Rightarrow A_l \geq 4.28 \text{cm}^2 \quad \text{aucune vérification à faire.}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure**

$$\tau_u = \frac{v_u}{d \times b} = \frac{17.3 \times 10^{-3}}{0.22 \times 0.64} = 0.123 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{MPa}$$

Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq 6.85 \text{mm.} \quad \text{On choisit un étrier de } \phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{cm}^2$$

• **Calcul de l'espacement**

$$St < \min(0.9d, 40 \text{cm}) = 19.8 \text{cm}; 2) \frac{At \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57 \text{cm}; 3) \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = 36 \Rightarrow ST = 15 \text{cm}$$

-Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants.

Type	Ferrailage longitudinal							Ferrailage transversal	
	Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A _{min} (cm ²)	A (cm ²)	A _{adp} cm ²
Terrasse accessible	Travée	0.04	0.051	0.215	2.41	2HA12+1HA10=3.05	1.7	0.57	Etrier HA6
	Ap rive	0.49	0.063	0.214	0.45	1HA8=0.5	0.265		
	App int	0.195	0.274	0.196	1.969	1HA8+1HA14=2.04	0.265		
Étage courant 3 a 8	Travée	0.34	0.043	0.216	2	2HA10=2.36	1.7		
	Ap rive	0.04	0.051	0.215	0.368	1HA8=0.5	0.265		
	App int	0.161	0.22	0.201	1.58	1HA8+1HA12=1.63	0.265		
2 ^{ème} étage	Travée	0.048	0.062	0.214	2.87	3HA12=3.39	1.7		
	Ap rive	0.068	0.088	0.212	0.64	1HA10=0.79	0.265		
	App int	0.196	0.275	0.89	0.52	1HA10=0.79	0.265		
1 ^{er} étage	Travée	0.065	0.084	0.213	3.87	2HA14+1HA12=4.21	1.7		
	App riv	0.0615	0.079	0.213	0.57	1HA10=0.79	0.265		
	App int	0.209	0.296	0.194	2.12	1HA10+1HA14=2.33	0.265		
RDC	Travée	0.048	0.0615	0.215	2.85	2HA12+1HA10=3.05	1.7		
	App riv	0.47	0.059	0.215	0.43	1HA8=0.5	0.265		
	App int	0.155	0.212	0.201	0.53	1HA8+HA10=1.29	0.265		
Sous-sol	Travée	0.041	0.052	0.215	2.41	2HA12+1HA10=3.05	1.7		
	Ap rive	0.046	0.059	0.215	0.427	1HA8=0.5	0.265		
	App int	0.192	0.269	0.196	1.93	1HA8+1HA14=2.04	0.265		

Tableau.II.2.9 : Ferrailage des poutrelles des différents étages

• **Vérification a ‘ELS**

Etat limite de compression du béton

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$. $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y$.

✓ **En travée** on a : $M_{ser}=10.9 KN.m$; $A=2.36cm^2$

Position de l’axe neutre : $H = -1.252 \times 10^{-4} cm^3 < 0 \Rightarrow$ calcul d’une section en T

Calcul de y : $\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0}{2} + 15Ad] = 0 \Rightarrow y = 4.427cm$

Le moment d’inertie: $I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2 = I = 1.278 * 10^{-4} m^4$.

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{10.9 \times 0.04427 \times 10^3}{1.278 * 10^{-4}} = 3.776MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots$ Condition vérifiée

✓ **En appuis**

$M_{ser}=8.02 KN.m$; $A=0.79 cm^2$ et $y = 4.02cm$ $I = 1.069 - 10^{-4} m^4$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{8.02 \times 0.0402 \times 10^3}{1.069 * 10^{-4}} = 3.016MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$ Condition vérifié

Les résultats de vérifications des différents types sont résumés dans le tableau suivant :

Planche	En travée				En appuis				$\sigma \leq$
	M_t (kn.m)	Y (cm)	I $10^{-4}(m^4)$	σ (Mpa)	M_a (kn.m)	Y (cm)	I $10^{-4}(m^4)$	σ (Mpa)	
Sous-sol	12.91	5.02	1.587	4.084	-9.32	9.285	0.8148	10.62	Vérifiée
RDC	15.27	5.02	1.587	4.83	7.635	3.68	0.8967	3.13	
1 ^{er} étage	20.14	6.39	2.33	5.52	-8.052	9.28	1.485	5.04	
2 ^{eme} étage	15.33	3.29	1.8578	2.7	-11.23	1.36	0.5424	2.81	
3 ^{eme} a 8 ^{eme} étage	10.9	4.427	1.278	3.77	-8.02	4.02	1.069	3.016	
Terrasse accessible	13.08	5.02	1.587	4.137	-9.76	9.28	1.988	4.56	

Tableau II.2.10.La vérification de l’état limite de compression des différents étages

• **Vérification de la flèche**

D’après le CBA93 La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne

Sont pas satisfaites

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} \quad 3) \frac{A}{b_o \times d} < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 (art B.6.5, 2) comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

$$\text{On a : la portée } l \leq 5 \text{ m} \Rightarrow f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow f_{adm} = \frac{490}{500} = 0.98 \text{ cm}$$

Les propriétés de la section : $y = 4.427 \text{ cm}$; $I = 1.278 \times 10^{-4} \text{ m}^4$; $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa} \quad E_v = \frac{E_i}{3} = 10818.864 \text{ MPa}$$

$$y_G = \frac{b \frac{h^2}{2} + (b - b_o) \frac{h_o^2}{2} + 15(A \times d)}{b_o \times h + (b - b_o)h_o + 15A} \Rightarrow Y_G = 0.0832 \text{ m} \Rightarrow I_o = 3.03 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_o \times d} = \frac{2.36}{10 \times 22} = 0.011 \quad \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2b + 3b_o)} \times \frac{b}{\rho} = 3.54 \quad \lambda_v = 2/5 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.416$$

• **Evaluation des moments en travée**

$$q_{jser} = 2.5 \text{ KN/m} \quad q_{gser} = 3.46 \text{ KN/m} \quad q_{pser} = 4.44 \text{ KN/m}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\sigma_s \rho + f_{t28}} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A \times (d - y/2)} \quad I_{fi} = \frac{1.1 \times I_o}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

$$\begin{cases} M_j = 6.152 \text{ KN.m} \\ M_g = 8.53 \text{ KN.m} \\ M_p = 10.93 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{sj} = 126.889 \text{ MPa} \\ \sigma_{sg} = 175.936 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = 225.438 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_j = 0.55 \\ \mu_g = 0.65 \\ \mu_p = 0.72 \end{cases}$$

• **Calcul des inerties fictives (I_f)**

$$I_{fij} = 1.131 \times 10^{-4} \text{ m}^4 ; I_{fig} = 1.009 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{fip} = 0.939 \times 10^{-4} \text{ m}^4 ; I_{fvg} = 1.736 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

• **Evaluation des flèches**

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} = 4.06 \times 10^{-3} \text{ m} \quad f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} = 6.31 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} = 0.01m \quad f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} = 8.689 \times 10^{-3} m$$

La flèche totale

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 0.61cm < f_{adm} = 0.94 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

.Pour que la flèche doit être vérifiée dans la terrasse accessible on a augmenté la section

$$A_{st} = 2HA12+1HA14=3.8cm^2$$

Plancher	qj (KN/M)	qg (KN/M)	qp (KN/M)	Mj (KN.M)	Mg (KN.M)	Mp (KN.M)	Y M	I m ⁴ 10 ⁻⁴	σ _{sj} (Mpa)	σ _{sg} (Mpa)	σ _{sp} (Mpa)
Sous-sol	2.5	3.46	5.089	6.38	8.83	12.98	0.0502	1.587	102.39	141.71	208.32
RDC	2.5	3.46	5.09	6.303	8.723	12.832	0.0502	1.587	101.1	139.94	205.91
1 ^{er} étage	2.5	3.46	6.71	6.68	9.25	17.92	0.0639	2.33	67.108	92.83	180.026
3 ^{eme} a 8 ^{eme} etage	2.5	3.46	4.44	6.152	8.53	10.93	0.0447	1.278	126.89	175.94	225.438
Terrasse	1.85	4.45	5.42	4.44	10.68	13.016	0.056	1.9	57.49	138.28	168.52

Plancher	Y _G m	I ₀ 10 ⁻⁴ m ⁴	If _{ji} 10 ⁻⁴ m ⁴	If _{gi} 10 ⁻⁴ m ⁴	If _{pi} 10 ⁻⁴ m ⁴	If _{gv} 10 ⁻⁴ m ⁴	f _{ji} 10 ⁻³ M	F _{gi} 10 ⁻³ M	F _{pi} 10 ⁻³ M	F _{gv} 10 ⁻³ M	Δf	f _{adm}
Sous-sol	0.086	3.22	1.361	1.205	1.09	1.994	3.499	5.47	8.89	9.827	0.97	0.98
RDC	0.086	3.22	1.348	1.207	1.093	1.993	3.488	5.393	8.762	9.71	0.95	0.98
1 ^{er} étage	0.0932	3.669	1.992	1.820	1.612	2.723	2.503	3.789	8.298	7.53	0.95	0.98
3 ^{eme} a 8 ^{eme} etage	0.0832	3.03	1.131	1.009	0.939	1.736	4.06	6.31	8.689	0.0001	0.83	0.98
Terrasse accessible	0.089	3.42	1.9	1.393	1.332	2.23	1.745	5.723	7.294	0.0001	0.98	0.98

Tableau II.2.11.la vérification de la fléché pour les déferents étages.

Etude de la dalle de compression

Les armateurs perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{TS}\Phi 5 \text{ } 150 \times 150$$

=> On opte pour un treillis soudé TS $\Phi 5 \text{ } 150 \times 150$

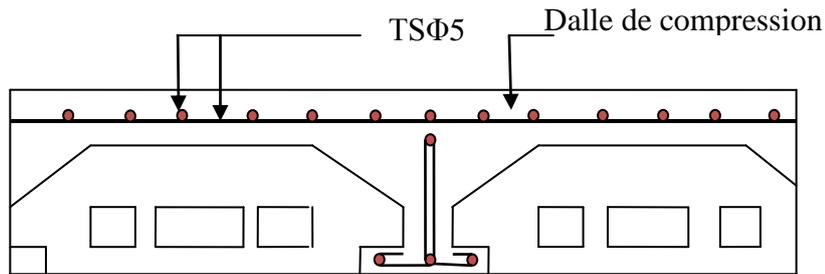
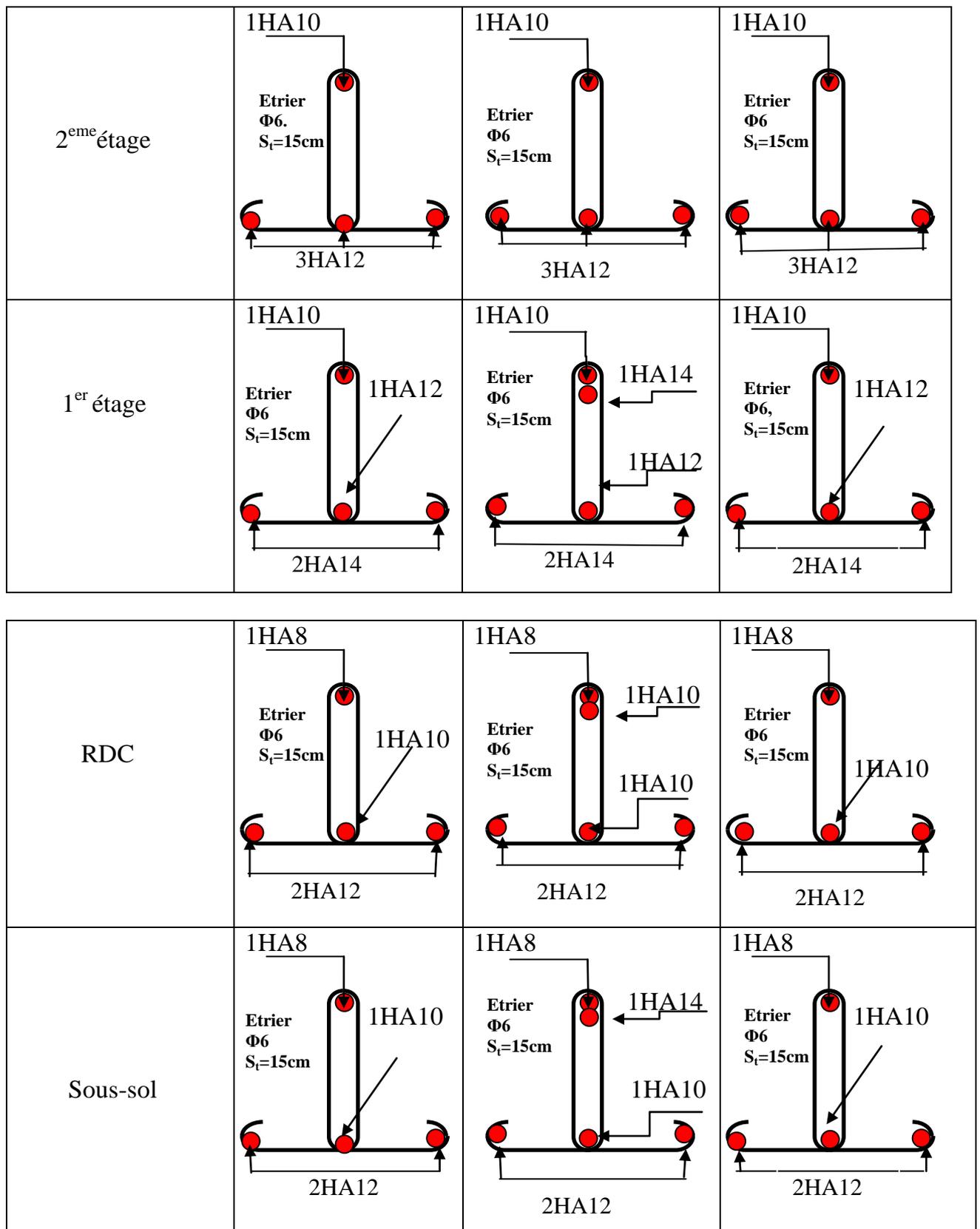


Fig.II.2.3.Schéma de ferrailage de la dalle de compression

-Les Schémas de ferrillages des poutrelles.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse accessible +terrasse inaccessible	1HA8 Etrier $\Phi 6$, $S_t=15\text{cm}$ 1HA10 2HA12	1HA8 1HA14 Etrier $\Phi 6$, $S_t=15\text{cm}$ 1HA10 2HA12	1HA8 Etrier $\Phi 6$, $S_t=15\text{cm}$ 1HA10 2HA12
3 ^{eme} a 8 ^{eme} étage	1HA8 Etrier $\Phi 6$, $S_t=15\text{cm}$ 3HA10	1HA8 1HA12 Etrier $\Phi 6$, $S_t=15\text{cm}$ 3HA10	1HA8 Etrier $\Phi 6$, $S_t=15\text{cm}$ 3HA10



figureII.2.4. Le schéma de ferrailage des poutrelles pour les différents étages.

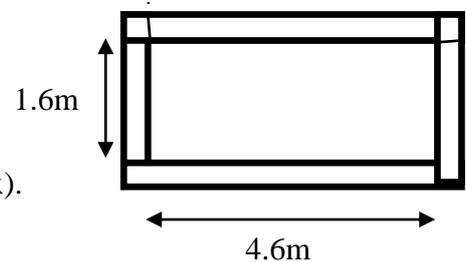
II.2.2. Etude des dalles pleines

❖ **Dalle sur 04 appuis (cage d'escalier)**

$l_x = 1.6m$ et $l_y = 4.6m$

Calcul des sollicitations

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.35 < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens(x).



Calcul des sollicitations

A l'ELU

On a : $G=5.65KN/m^2$; $Q=2.5KN/m^2$.

$q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 11.38KN/m^2$

$q_s = G + Q = 8.15KN/m^2$

-la dalle se calcule comme une poutre sur deux appuis

On a : $M_0 = p_u l^2 / 8 = 3.64KN.m$

en travée : $M_t = 0.75 * M_0 = 2.73KN.m$ en appui : $M_a = 0.5 * M_0 = 1.82KN.m$.

fig.II.2.5. section d'une dalle sur 4 appuis



Fig.II.2.6 : Section de la dalle pleine à ferrailleur

- **Ferrillages :** Les résultats de ferrillage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Mt KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} Cm ² /ml	A_{min} Cm ² /ml	A_{adp} (cm ² / ml)
Travée	2.73	0.0085	0.01	0.149	0.526	1.81	4HA8=2.01
Appuis	1.82	0.0057	0.0071	0.149	0.35	1.81	4HA8=2.01

Tableau.II.2.12 : Le résultat de ferrillage de la dalle de la cage d'escalier.

- **Vérifications**

Espacement des armatures

$St \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$; on adopte pour $St = 20cm$.

L'effort tranchant

$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.07 f_{c28} = 1.52MPa = \tau_u = 0.61MPa < 1.52MPa \dots \dots \dots$ condition vérifié.

Vérification des armatures longitudinales

$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] = -0.319cm^2 \Rightarrow A_l \geq -0.319cm \dots \dots \dots$ condition vérifié.

- **A l'ELS**

Etat limite de compression de béton

$M_0 = 2.6 \text{KN.m}$; $M_t = 0.75 * 2.6 = 1.95 \text{KN.m}$; $M_a = 0.5 * 2.6 = 1.3 \text{KN.m}$;
 $V^{\max} = q_u l / 2 = 6.52 \text{KN}$

• **Vérification des contraintes**

On a : $A = 2.01 \text{cm}^2$ $Y = 5.44 \text{cm}$ $I = 8121.8 \text{cm}^4$

$\sigma_b = \frac{0.95 \times 10^{-3}}{0.81218 \times 10^{-4}} \times 0.0544 = 1.31 < 15 \text{MPa}$ C'est vérifier.

• **Vérification de la flèche**

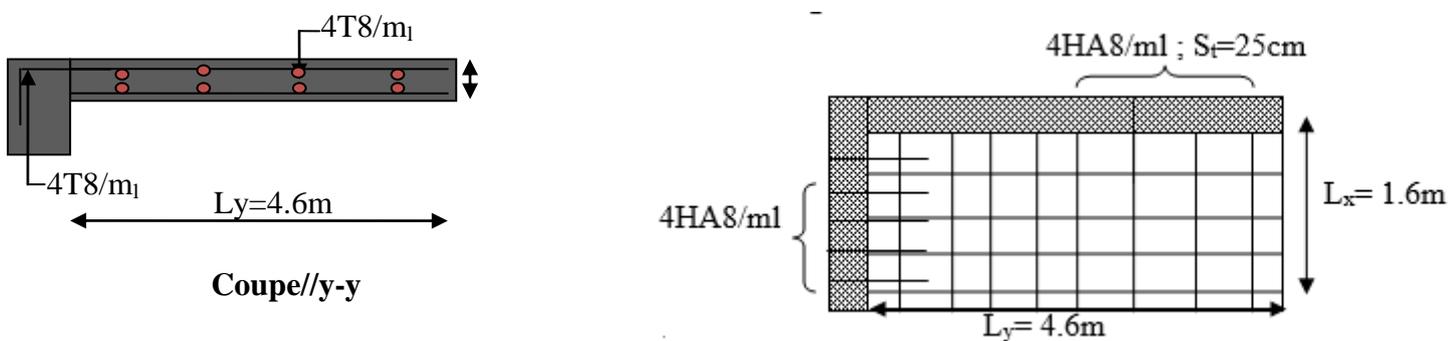
$1) \frac{h}{l} = 0.106 \geq \frac{1}{16}$ $2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075$ $3) \frac{A}{b_0 \times d} = 0.0013 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$

Les trois conditions sont satisfaites donc la flèche est vérifier

Les résultats de ferrailage et de vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Type de dalle	sens		P	M _t (K N.m)	A _{cal} (cm)	A _{adop} (cm ²)	σ _{bc} MPa	σ _{adm} MPa	Δf (cm)	f _{adm}
3 appuis balcon	En travée	x-x	0.326	29.487	7.7	5HA14=7.7	13.92	15	/	/
		y-y	0.326	5.669	1.38	4HA8=2.01	2.13	15	0.17	0.92
	En appuis	x-y	0.326	10.407	2.56	4HA10=3.14	2.55	15	/	/
4 appuis Cage d'ascenseur	En travée	x-x	0.84	8.115	1.57	2HA10=1.57	3.85	15	0.165	0.92
		y-y	0.84	5.415	1.04	3HA8=1.51	3.27	15	0.28	0.92
	En appuis	x-y	0.84	4.057	0.78	2HA10=1.57	2.63	15	/	/

Tableau.II.2.13. Le résultat de ferrailages des vérifications des dalles plein



FigureII.2.7. Schéma de ferrailage de la dalle de cage d'escalier

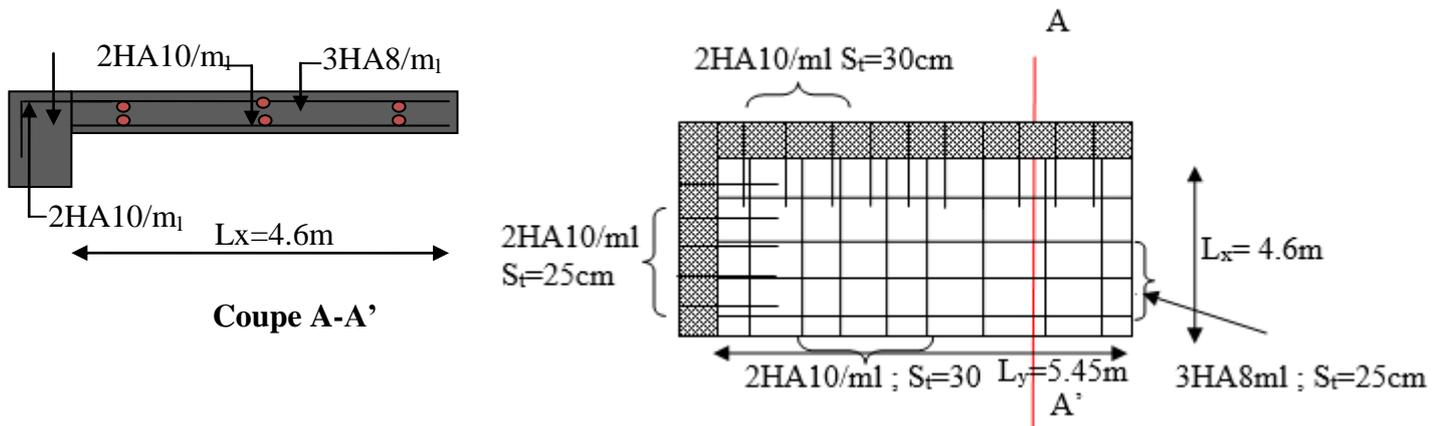


Figure II.2.8. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis (en face cage d'ascenseur)

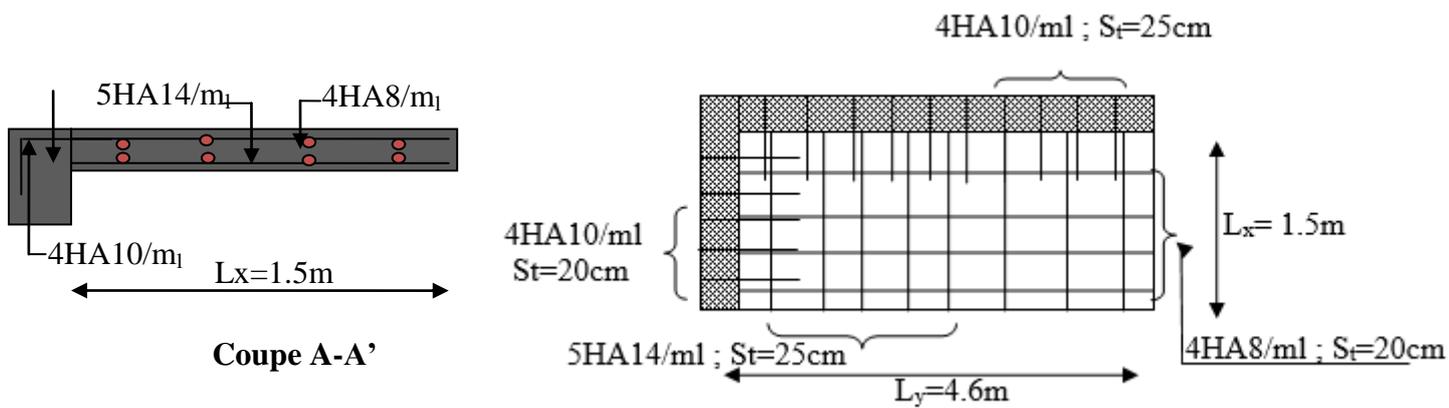


Figure II.2.9. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis (balcon)

II.2.3. Etude de l'escalier

Ce type d'escalier a deux volée et composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 16cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 16cm.

- **Charges et surcharges :**

Palier : $G_{palier} = 5.48KN / m^2$

Volée : $G_{paillasse} = 7.4KN / m^2$

$$Q_{escalier} = 2.50KN / m^2$$

- **Moments et efforts tranchants**

✓ l'ELU :

$$q_v = 1.35 \times 7.4 + 1.5 \times 2.5 = 13.74KN / ml$$

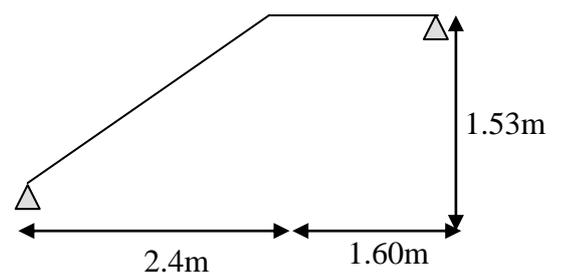


Figure II.2.10. Schéma statique d'escalier

$$q_p = 1.35 \times 5.48 + 1.5 \times 2.5 = 11.148 \text{ KN/ml}$$

Par la méthode RDM on trouve :

$$\begin{cases} R_A = 30.66 \text{ KN} \\ R_B = 20.15 \text{ KN} \end{cases} \begin{cases} M_0 = 34.25 \text{ KN.m} \\ M_t^{\max} = 25.69 \text{ KN.m} \\ M_a = 17.125 \text{ KN.m} \\ V_{Elu} = 20.15 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ P'ELS :

$$q_v = 7.4 + 2.5 = 9.9 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 5.48 + 2.50 = 7.98 \text{ KN/m}$$

Après calcul on trouve :

$$\begin{aligned} M_0 &= 24.6 \text{ KN.m} \\ R_A &= 22.058 \text{ KN} \quad M_t^{\max} = 18.45 \text{ KN.m} \\ R_B &= 14.47 \text{ KN} \quad M_a = 12.3 \text{ KN.m} \\ V_{ser} &= 9.066 \text{ KN} \end{aligned}$$

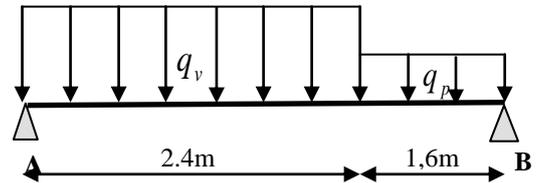


Fig.II.2.11. Schéma statique avec chargement

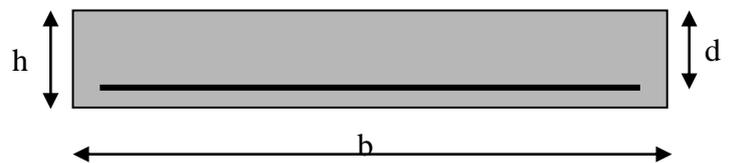


Fig.II.2.12. Section d'escalier à ferrailler

• Calcul du ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h)

Avec : Entravée : $M_t = 25.69 \text{ KN.m}$; En appuis : $M_a = 17.125 \text{ KN}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 14 \text{ cm}$; $h = 16$

	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculer} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{Adobité} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$
En travée	25.69	0.092	0.12	0.133	5.55	5HA12=5.65
En appuis	17.125	0.0615	0.079	0.136	3.60	4HA12=4.52

Tableau II.2.14. Résumé des résultats de ferrailage pour les escaliers

• Vérification A l'ELU

• Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 1,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \text{ On a : } A > A_{\min} \text{ Condition vérifiée.}$$

• Vérification de l'effort tranchant : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.7 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 1.16 \text{ MPa}.$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{20.15 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0,144 \text{ MPa} < \tau_u^- \text{ Condition vérifiée.}$$

• Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

On doit d'abord vérifier la condition suivante

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (20.15 \times 10^{-3} - \frac{17.125 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14}) \times \frac{1.15}{400} = -0.33 m^2$$

Calcul des armatures de répartition :

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 cm^2/m$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/m.

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 cm^2/m$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/m.

Ecartement des barres

Armatures longitudinales : $S_t \leq (3 \times h; 33) cm = 20 cm$.

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times h; 45) cm = 20 cm$.

✓ **A l'ELS :** Vérification de la contrainte :

Le sens	M (KN.m)	Y (cm)	I 10 ⁻⁴ m ⁴	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Remarque
En travée	18.45	8.18	2.11	7.15	15	Vérifiée
En Appui	12.3	7.46	1.67	5.49	15	Vérifiée

Tableau.II.2.15 : vérification des contraintes dans le béton de l'escalier

Vérification de la flèche

1) $\frac{h}{l} = 0.04 < \frac{1}{16}$ n'est pas vérifié, donc on procède à la vérification de la flèche

Y (cm)	I.10 ⁻⁴ m ⁴	I ₀ 10 ⁻⁴ m ⁴	f _{ji} .cm	f _{gi} .cm	f _{pi} .cm	f _{gv} .cm	Δf cm	f _{adm} cm	résultat
8.18	2.11	3.7	0.147	0.236	0.414	0.7	0.73	0.8	vérifiée

Tableau.II.2.16. Les résultats de la vérification de la flèche pour l'escalier

Calcul du palier de repos

Le palier se calcule comme une dalle pleine sur trois appuis.

Dimensionnement

$L_y = 4.6m$ $L_x = 1.6m$

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{4.6} = 0.347 < 0.4$

⇒ La dalle travaille dans un seul sens x.

• **Calcul des sollicitations**

l'ELU : $G=5.48KN/m^2$ $Q=2.5KN/m$

$q_u = 11.148KN/ml$ $\{ M_{0x} = 46.61KN.m$ $M_{0y} = 7.61KN.m$

En travée : $Mt_x = 0.85 * M_{0x} = 39.62KN.m$.

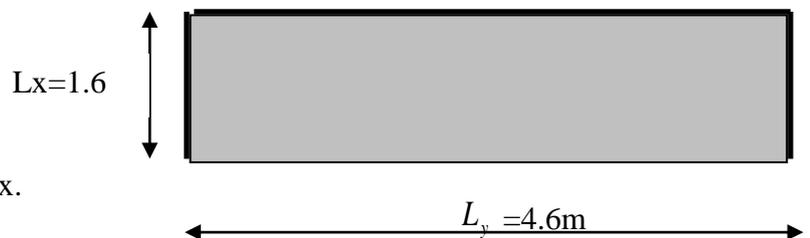


Fig.II.2.13. Palier sur trois appuis

$$M_{t_y} = 0.85 * M_{0_y} = 6.46 \text{ KN.m.}$$

$$\text{En appui : } M_a = 0.3 * M_{0_x} = -13.98 \text{ KN.m}$$

$$\text{l'effort tranchant } V^{\max} = p_u * l / 2 = 8.92 \text{ KN}$$

- **Ferrailage**

Sens		Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal Cm ² /ml	A _{min} cm ² /ml	A adp(cm ² /ml)
travée	x-x	39.62	0.142	0.192	0.129	8.83	1.12	6HA14=9.24
	y-y	6.46	0.023	0.029	0.138	1.34	1.12	4HA8=2.01
appui	x-y	13.98	0.05	0.064	0.136	2.95	1.12	4HA10=3.14

Tableau.II.2.17 .Résumé des résultats de ferrailage pour le palier de repos

- **Espacement des armatures :**

Sens x-x: on adopte pour $St=20\text{cm}$.

Sens y-y : on adopte $St_x = 25\text{cm}$.

✓ **A l'ELS :Etat limite de compression de béton :**

Sens		Mt(KN.m)	y (cm)	I 10 ⁻⁴ cm	σ_{bc}	σ_{adm}	Vérification
travée	x-x	21.41	4.99	1.54	6.94	15	Vérifié
	y-y	4.63	5.24	0.71	3.42	15	Vérifié
appui	x-y	7.56	3.19	0.6585	3.66	15	Vérifié

Tableau.II.2.18 : vérification des contraintes dans le béton de palier de repos

Etat limite de déformation :

Sens x-x :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

Sens y-y :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.16}{4.6} = 0.034 < \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ non vérifier donc on doit calculer la flèche}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{460}{500} = 0.92 \text{ cm.}$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 0.1528 \text{ cm, } f_{gi} = 0.277 \text{ cm, } f_{gv} = 0.692 \text{ cm, } f_{pi} = 0.663 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.92 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.92 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

-Schéma de ferrailage

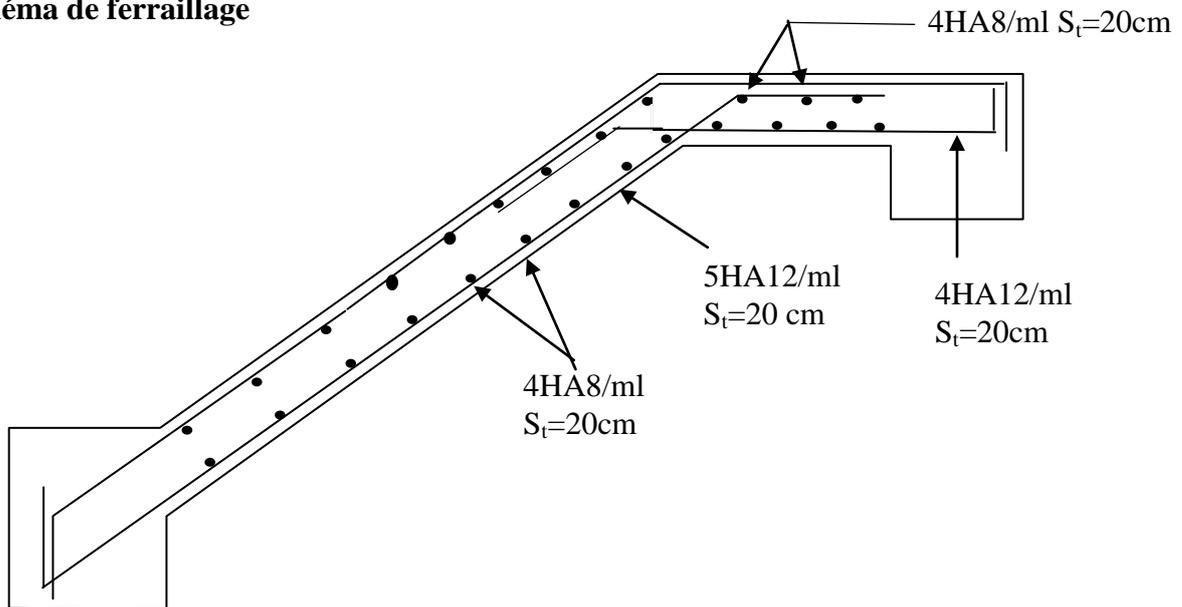


Fig.II.2.14: Schémas de ferrailage de l'escalier a 2 volée

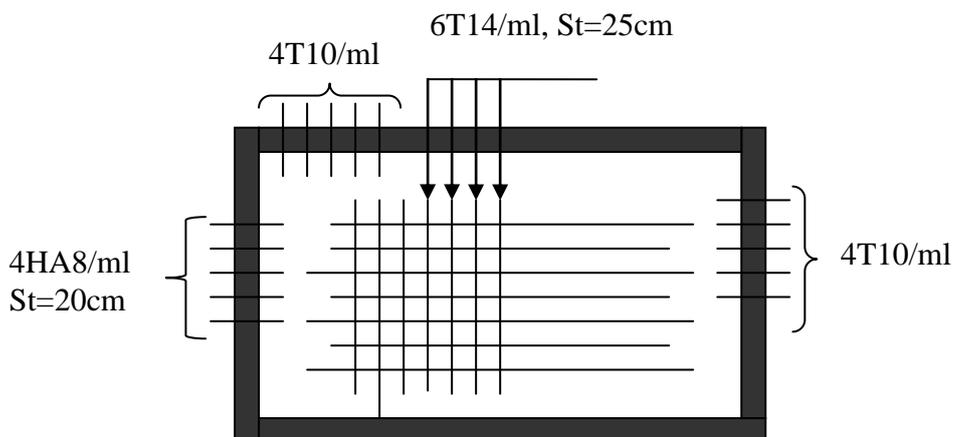


Fig. II.2.15.Schéma de ferrailage du palier

II.2.4. Calcul de la poutre de chaînage

II.2.4.1. introduction

-Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceignent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rentrent solidaires à la structure

II.2.4.2.Dimensionnement

Selon la condition de flèche :on a la portée maximal L=4.6m

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 32.67\text{cm} \leq h \leq 49\text{cm}$$

Selon (Art 9.3.3) [2] :
$$\begin{cases} h \geq 15cm \\ b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm \end{cases} \quad (30cm \text{ est l'épaisseur de mur})$$

Donc Soit : $h=35cm$ $b=30cm$

• **Calcul des sollicitations :**

Poids propre : $P_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625KN/m$

Poids des murs : $P_m = 2.85 \times (3.06 - 0.3) = 7.87KN/m$

$P_u = 16.42KN/m$ $P_s = 11.99KN/m$ $M_u = P_u \frac{L_{max}^2}{8} = 49.28KN.m$

A l'ELU: $M_t = 0.75M_u = 36.96KN.m$ $M_a = -0.5M_u = -24.64KN.m$

Avec : $d = 0.9 \times h = 0.315m$

	$M_u(KN.m)$	μ_{bu}	α	$z(m)$	$A_{calculé}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$
En travée	36.96	0.087	0.114	0.304	3.49	4HA12 = 4.52
En appuis	24.69	0.058	0.074	0.306	2.31	3HA10=2.36

Tableau II.2.19. Résumé des résultats de ferrailage de la poutre de chaînage

Les armatures transversales : $32.67cm \leq h \leq 49cm$

$\phi_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l) \Rightarrow \phi_t \leq 8mm$ (Art III.3.b)

Soit un cadre ϕ_6 plus une épingle $\phi_6 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi_6 = 0.83cm^2$

Les espacements

$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 31.5cm$; $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 29.7$; $S_t = 15cm$. (Art A.5.1.2.2)

• **Vérifications a L'ELU**

Condition de non fragilité :

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.14cm^2 < A_{cal}$ C'est vérifié.

Effort tranchant :

$V_u = G_u \times \frac{l}{2} = 40.23KN$ $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.426MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa$c'est vérifiée.

À l'ELS :

Vérification de la contrainte dans le béton :

On a : $M_u = 35.98KN.m$ $M_{ts} = 26.98KN.m$ $M_a = -17.99KN.m$ $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

$A = 4.52\text{cm}^2$; $y=9.88\text{cm}$; $I=4.13 \cdot 10^{-4}\text{m}^4$ $\sigma_{bc} = 6.45\text{MPa} < 15\text{MPa}$ C'est vérifiée.

Evaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1).

$$1) \frac{h}{l} = 0.076 \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} = 0.076 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \quad 3) \frac{A}{b_0 \times d} = 0.00478 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.0105$$

Tous les conditions sont vérifier donc la flèche est vérifier.

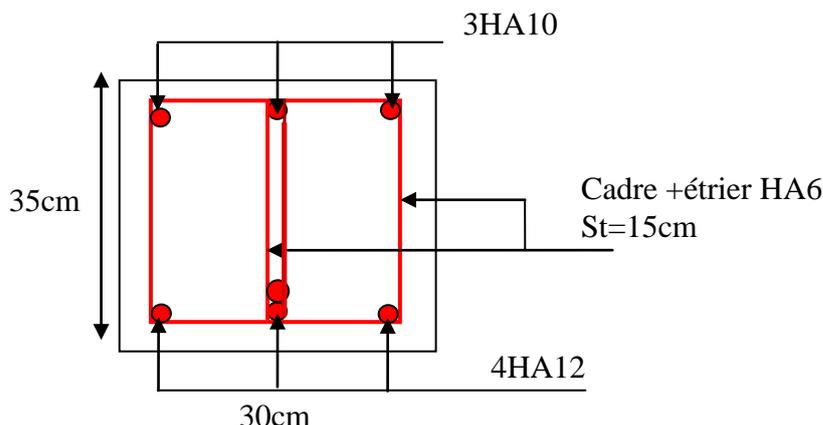


Figure II.2.16.Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

II.2.5.Calcul de la poutre brisée

II.2.5.1.introduction

-La poutre brisée est soumise à son poids propre et à la charge transmise par les escaliers sous forme de réaction d'appui ainsi qu'aux moments de torsions.

II.2.5.2.Etude de la deuxième volée (pour l'escalier a 3 volée) .

Elle sera étudiée comme une console encastrée dans la poutre brisée :

✓ Les charges :

$$G = 6.4\text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow e = 12\text{cm}$$

$$Q = 2.5\text{KN} / \text{m}^2$$

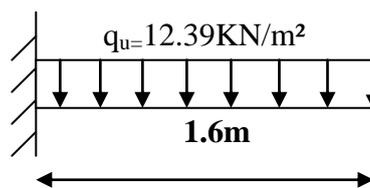


Fig. II.2.17. Schéma statique de la volée (II)

Evaluation de charges

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 12.39 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = G + Q = 6.4 + 2.5 = 8.9 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 15.86\text{KN.m} \quad V_u = 19.82\text{KN}$$

Ferrailage A L'ELU :

M(KN.m)	μ_{bu}	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	ST cm	Ar	ST Cm	Mser (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\frac{\sigma_{bc} \leq}{\bar{\sigma}_{bc}}$
15.86	0.112	4.84	5HA12=5.65	25	3HA8	30	11.21	7.51	15	Vérifier

Tableau.II.2.20.les résultat de ferrailage est des vérifications de la 2^{ème} volée d'escalier type (I).

Vérification de la flèche

$$1) \frac{h}{L} = 0.075 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad 2) \frac{h}{L} \geq 0.075 \quad 3) \frac{A}{b \times d} = 0.0056 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Les trois conditions sont vérifiées, Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

II.2.5.3.le Dimensionnement de la poutre brisée.

On a : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 33.93 \leq h \leq 50.9$

Soit : **h=45cm et b=40cm**

La poutre brisée est soumise à la flexion simple et à la torsion.

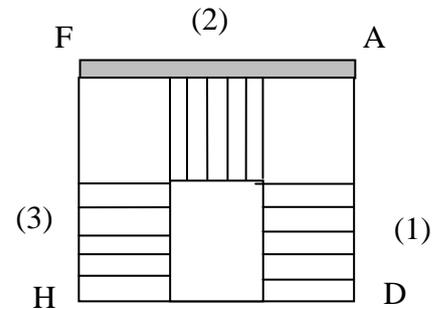


Fig. II.2.18.Schéma de la poutre brisée

❖ **Calcul de la poutre brisée à la flexion simple**

La poutre est soumise à son poids propre

$$g_0 = 25 \times 0.45 \times 0.4 = 4.5 \text{ KN/ml}$$

$$g_1 = 25 \times 0.45 \times 0.4 / \cos 42.46 = 6.09 \text{ KN/ml}$$

$$R_c = 30.66 \text{ KN/ml} \quad \text{et} \quad R_p = 19.82 \text{ KN/ml}$$

Avec : R_c : charge ramenée par la partie DA et HF. R_p : charge ramenée par la volée (2)

• **Calcul des sollicitations :**

D'après la méthode RDM et par raison de symétrie $R_A = R_f = 74.4 \text{ KN}$

R_A (KN)	R_f (KN)	X(cm)	M_0 (KN/m)	M_a (KN/m)	M_t (KN/m)	V_u (KN)
74.4	74.4	2.3	80.39	40.19	60.29	74.4

Tab II.2.21.les résultat de calcul par la méthode RDM

	Ubu	α	Z	$A_{calculé} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
En travée	0.06	0.077	0.407	4.25	2.03
En appuis	0.04	0.051	0.411	2.8	2.03

Tab.II.2.22.les résultats de ferrailage de la poutre brisée.

Vérifications à L'ELU

Vérification de cisaillement : Vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$ Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.44MPa$

$$\tau_{adm} = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 3.33MPa \Rightarrow \tau_u = 0.44MPa \leq \tau_{adm} = 3.33MPa \dots \text{Vérifiée}$$

Calcul des armatures transversales à la flexion simple

Soit $S_t=20cm \Rightarrow A_t=0.4 \times b \times S_t / f_e = 0.4 \times 0.4 \times 0.2 / 400 = 0.8cm^2$

$A_t \geq b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{ij}) / 0.8 \times 400 = -0.47cm^2 < 0$ donc on adopte pour $A_t=0.8cm^2$

❖ **Calcul de la poutre brisée à la torsion.**

La poutre est soumise à trois moments de torsion uniformément réparties dues aux différentes

Parties de l'escalier.

Le moment max aux appuis est : 17.125kn.m/ml

Donc le moment de torsion est :

$$M_{tor} = \frac{M_t \times L}{2} = \frac{17.125 \times 4.6}{2} = 39.39KN.m$$

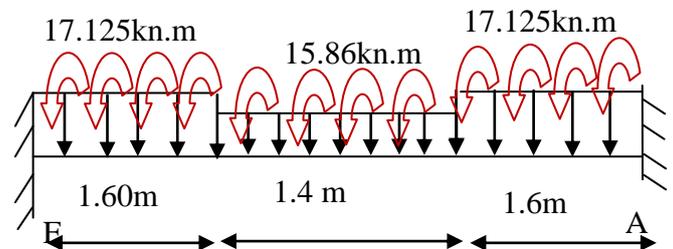


Fig.II.2.19.les moment de torsion de la poutre brisée

Ferraillage

Le calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion

On a : $e = b / 6 = 40 / 6 = 6.66cm$ et $\Omega = [b - e] \times [h - e] = (40 - 6.66) \times (45 - 6.66) = 1278.25 cm^2$

$$\tau_{tor} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{39.39 \times 10^{-3}}{2 \times 1278.25 \times 10^{-4} \times 6.66 \times 10^{-2}} = 2.31MPa$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} = \sqrt{0.44^2 + 2.31^2} = 2.35MPa$$

D'où $\tau_u = 2.35Mpa < \bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b; 5Mpa) = 3.33Mpa \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Armatures longitudinales en torsion

On a : U :est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(40 - 6.66) + (45 - 6.66)] = 143.36cm$$

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{39.39 \times 10^{-3} \times 1.4336 \times 1.15}{2 \times 0.127825 \times 400} = 6.35cm^2 \text{ BAEL91 (article I.II)}$$

Calcul des armatures transversales à la torsion

On fixe l'espacement a $S_t = 20 cm \Rightarrow A_T = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{39.39 \times 10^{-3} \times 0.20 \times 1.15}{2 \times 1278.25 \times 10^{-4} \times 400} = 0.88cm^2$

II.2.5.4. Le ferrailage de la poutre brisée

En travée : $A_t = \frac{1}{2} A_L (tor) + A_L (flexion) = \frac{1}{2} \times 6.35 + 4.25 = 7.425cm^2 .$

En appui : $A_a = \frac{1}{2} A_L (tor) + A_L (flexion) = \frac{1}{2} \times 6.35 + 2.8 = 5.975cm^2 .$

Le choix de ferrailage

En travée : $A_1^t = 4HA14 + 2HA12 = 8.42cm^2$ **En appuis :** $A_1^a = 4HA14 = 6.16cm^2$

Pour A_1 on choisit 2 cadre de $\Phi 8 = 2cm^2$

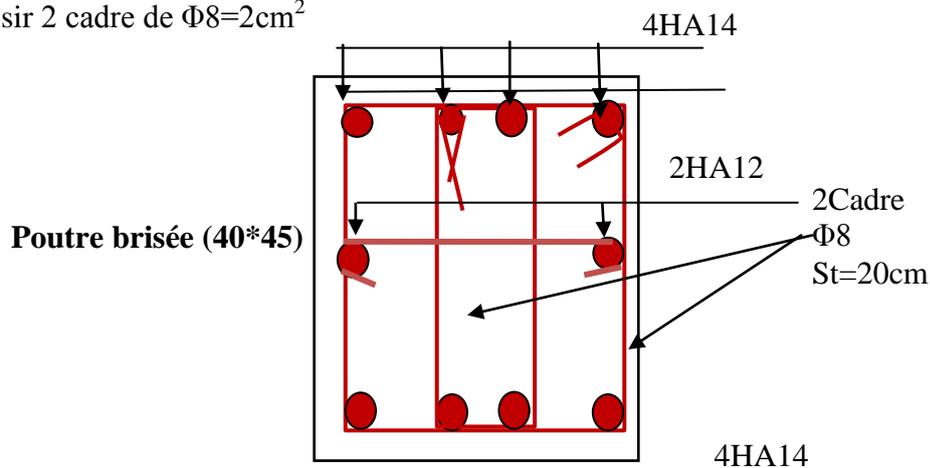


Fig.II.2.20. Schémas de ferrailage de la poutre brisée.

II.2.6. calcul de l'acrotère

II.2.6.1. introduction

Elle est soumise à son poids propre (G), à une force latérale (F_p) surcharge horizontale (Q).

$S = [(15 \times 60) + (30 \times 10/2) + (7 \times 10)] = 0.0985m^2$

-Le calcul sera fait en flexion composée.

II.2.6.2. Evaluation des charges :

Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.0985 \times 1.5 = 3.6KN$

Poids d'enduit extérieur (e = 1.5cm) : $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.6 \times 1.5 = 0.27KN$

Poids d'enduit intérieur (e = 2cm) : $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.6 \times 1.5 = 0.36KN$

$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 4.32KN.$

$Q = 1.5KN.$

La force sismique horizontale F_p est donnée par

la formule suivante : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p.$ (Art 6.2.3)

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 4.32 = 2.07KN$

II.2.6.3. Calcul des sollicitations

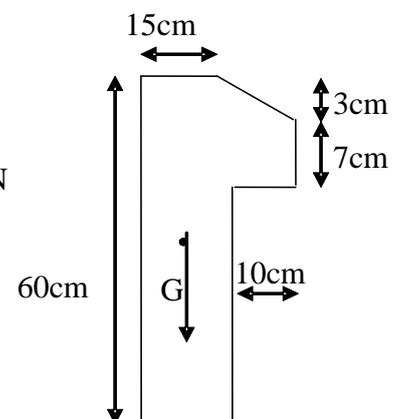


Fig.II.2.21. Vue en plan d'un acrotère

Calcul du centre de gravité de la section $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.085m .$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.32m .$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G=4.32KN ; N_Q=0KN ; N_{FP}=0KN$$

$$M_G = 0 \quad M_Q = Q \times h = 1.5 \times 0.6 = 0.9KN.m$$

$$M_{Fp} = 4.32 \times Y_g = 4.32 \times 0.32 = 1.38KN.m$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

Combinaisons d'actions :

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	4.32	5.83	4.32
M (KN.m)	0.9	1.35	0.9

Tableau.II.2.23.Combinaison d'action de l'acrotère

Calcul de l'excentricité à L'ELU

$$N_u=5.83KN \quad M_u=3.285KN.m$$

$$\text{On a : } e_1=M_u/N_u=0.56$$

le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central
 $e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = 2cm. \quad e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad (\text{Art A.4.3.5})$$

Avec :

$$M_G=0 \Rightarrow \alpha=0 \quad \Phi=2 \quad l_f = 2 \times h = 1.2m \quad h_0=15cm$$

$$\text{Donc: } e_2=0.58 \quad e = e_1+e_2+e_a=0.314$$

II.2.6.4.Ferrailage de la section

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

Selon le BAEL 91

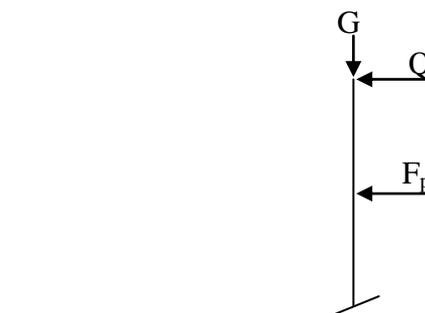


Fig.II.2.22.Schéma statique de l'acrotère

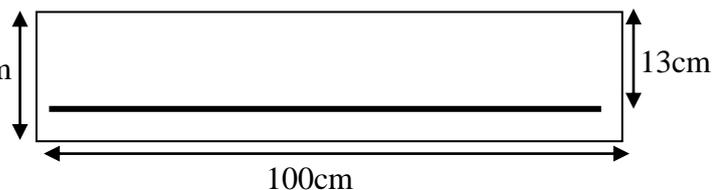


Fig.II.2.23.Section de l'acrotère à ferrailier

$$N_u = 4.32 \text{ KN} \quad M_{tu} = M_u + N_u(d-h/2) = 1.588 \text{ KN.m}$$

$$M_U = N_u * e = 4.32 * 0.314 = 1.35 \text{ KN.m} \quad U_{bu} = 0.00662 \alpha = 8.3 * 10^{-3} \quad z = 0.129 \text{ m}$$

Donc la section à la flexion composée sera : Donc : $A = 0.35 \text{ cm}^2$

$$A_s = A - N_u / f_{st} = 0.23 \text{ cm}^2$$

• **Vérification à l'ELU :**

Condition de non fragilité : $A_{\min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_c = 1.53 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow A_s < A_{\min} \text{ donc on prend } A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2. \text{ ce qui fait : } \boxed{7\text{HA}8 = 3.52 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad S_t = 15 \text{ cm}}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{3.52}{4} = 0.88 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

Vérification des espacements :

Les armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$

Les armatures de répartition : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.1 * f_{st}; 3 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ MPA}$$

Tel que: $V_u = F_p + Q = 3.57 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.027 \text{ MPA} < 2.5 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$

✓ **A l'ELS :**

$$d = 0.13 \text{ m.} \quad N_{\text{ser}} = 4.32 \text{ KN} \quad M_{\text{ser}} = Q * h = 0.9 \text{ KNm}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = N_{\text{ser}} * (y_{\text{ser}}) / \mu t \quad \text{qui doit être inférieure à } \sigma_{\text{adm}} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 15 * N_{\text{ser}} * (d - y_{\text{ser}}) / \mu t \quad \text{qui doit être inférieur à } \sigma_s$$

Fissuration nuisible $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(3/2 f_c; 150 * \eta) = 201.6 \text{ MPa}$ Tel que : $\eta = 1.6$ pour les HR

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

Position de l'axe neutre :

$$C = d - e_1$$

$$e_1 = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} + (d - h/2) = 0.9 / 4.32 + (0.13 - 0.15/2) = 0.263 \text{ m.}$$

$$e_1 > d \Rightarrow c \text{ à l'extérieur de section} \longrightarrow c = 0.13 - 0.263 = -0.133 \text{ m.}$$

$$c = -0.133 \text{ m.} \quad y_{\text{ser}} = y_c + c \quad ; \quad y_c^3 + p * y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

Tel que : $p = -3 * c^2 + (d - c) * 6nA_s / b = -0.0482 \text{ m}^2$.

$$q = -2c^3 - (d - c)^2 * 6nA_s / b = -0.00595 \text{ m}^3.$$

En remplaçant q, p dans l'équation (*) sa résolution donne :

$$y_c = 0.268\text{m} \quad y_{ser} = 0.135\text{m} \quad \mu_t = b \times y^2 / 2 - 15 \times A \times (d - y) = 8.853 \times 10^{-3} \text{m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.065 \text{MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,065 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\sigma_s = -0.036 \text{Mpa} < 240 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

D'où l'état de contrainte est vérifié.

Schéma de ferrailage de l'acrotère :

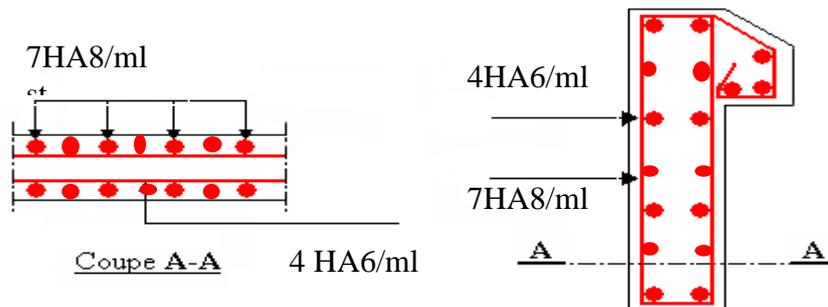


Fig.II.2.24.Schéma de ferrailage de l'acrotère

II.2.7. étude de l'ascenseur

II.2.7.1.Introduction

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre bâtiment on opte pour un ascenseur de 6 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

DM : La charge due à l'ascenseur = 50 KN

PM : La charge due à la machine = 15 KN

La vitesse minimale = 1 m/s

Les dimensions de la cabine : BK × TK × HK = (110 × 140 × 220) cm³

Les dimensions de la gaine : BS = l = 180cm TS = L = 210cm

II.2.7.2.Étude de la dalle pleine de locale des machines

a) Évaluation des charges et surcharge

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur h = 20 cm

La charge nominale = 6.3 KN

$$P = PM + DM + \text{charge nominale} = 15 + 50 + 6.3 = 71,3 \text{KN}$$

Poids propre de la dalle et des revêtements

On a un revêtement en béton d'épaisseur ($e = 5\text{cm}$)

$$G = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.05 = 6.1 \text{ KN} \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.735 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}^2$$

Évaluation des moments sous charges concentrées :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.825}{1.9} = 0.96 > 0.4$$

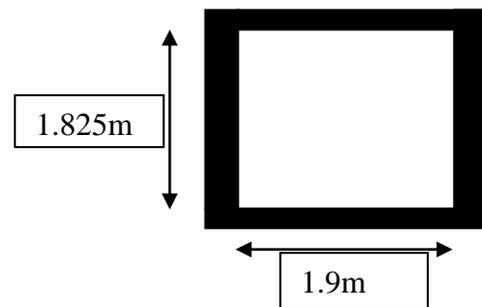


Fig.II.2.25.Dalle d'ascenseur sur quatre appuis

La dalle porte dans les deux sens.

On calcul le rectangle d'impact ($u \times v$).

$$u = a_0 + h_0 + 2\xi h \Rightarrow a_0 \text{ et } u : \text{dimension // à } L_x \quad \text{Avec : } (a_0 \times b_0) = (80 \times 80) \text{ cm}^2$$

$$v = b_0 + h_0 + 2\xi h \Rightarrow b_0 \text{ et } v : \text{dimension // à } L_y$$

h : Epaisseur du revêtement ($e=5\text{cm}$)

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi=1$)

$$u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm} \quad \text{et} \quad v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm}$$

Calcul les moments :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q \quad M_y = (M_2 + \nu M_1)q \quad \text{BAEL 91(article IV.3)}$$

ν : coefficient de poisson tel que : ($\nu=0$ a L'ELU ; $\nu=0.2$ a L'ELS).

M_1 et M_2 : sont des valeurs données par la t'abaque PIGEAUD.... (Annexe II).

✓ ELU

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.825}{1.9} = 0.96 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.085 \\ M_2 = 0.100 \end{cases} \quad \text{(Annexe II)} \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{u}{L_x} = \frac{105}{182.5} = 0.57 \\ \frac{v}{L_y} = \frac{105}{190} = 0.55 \end{array} \right.$$

$$G = 71.3 \text{ KN} \Rightarrow q_u = 96.25 \text{ KN} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 0.085 \times 96.25 = 8.18 \text{ Nm} \\ M_{y1} = 0.100 \times 96.25 = 9.625 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

Moment dû aux poids propre de la dalle

$$M_{x2} = 1.102 \text{ KNm} ; \quad M_{y2} = 1.002 \text{ KNm.}$$

La superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.16 + 1,102 = 9,282KNm.$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9,625 + 1,002 = 10,627KNm.$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec h = 15 cm

Moment en travées

$$M_t^x = 0.75 \times 9,282 = 6,96KNm.$$

$$M_t^y = 0.75 \times 10.627 = 7,97KNm.$$

Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 9,282 = 4,64KNm.$$

Localisation	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t cal (cm ²)	A _a calc (cm ²)	A _t adopté (cm ²)
Sens x-x	6,96	4,64	2,15	1,51	4HA10=3,14
Sens y-y	7,97	4,64	3,04	1,51	4HA10=3,14

Tableau.II.2.24. Tableau de ferrailage de la dalle de local des machines.

b)-Vérification de condition de non fragilité

Pour h>12cm et ρ ≥ 0.4

En travée : Sens xx : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right)bh$

$$\Rightarrow A_x = 3,14cm^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right)bh = 0.0008 \times \left(\frac{3-0,96}{2}\right) \times 100 \times 15 = 1.22cm^2.$$

$$\text{Sens yy : } A_y \geq \rho_0 bh \Rightarrow A_y = 3,14cm^2 \geq \rho_0 bh = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2cm^2.$$

En appui : $A_a \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right)bh \Rightarrow A_a = 3,14cm^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right)bh = 1.22cm^2.$

Vérification au non poinçonnement

La condition de non poinçonnement est vérifier si :

$$Q_u \leq \frac{0.045U_c h f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (article V.3.c)}$$

$$U_c = 2(u + v) = 420cm$$

$$q_u = 96,25KN \leq \frac{0.045 \times 4,20 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 742.5KN \quad \dots\dots\dots\text{condition est vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25MPa.$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{Au milieu de u : } V_u = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{96,25}{3 \times 1,05} = 30,55KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{30,55 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,25 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa.}$$

Espacement des armatures

Sens x-x : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm}$; Soit : $St=22\text{cm}$.

Sens y-y : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}$; Soit : $St=33\text{cm}$.

$$\checkmark \text{ I'ELS : } (\nu = 0,2)$$

Les moments engendrés par le système de levage

$$q_{ser} = G = 71,3 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q_{ser} = (0,0825 + 0,2 \times 0,1) \times 71,3 = 7,48 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) q_{ser} = 8,34 \text{ KNm.}$$

Les moments dus aux poids propre de la dalle

$$q_{ser} = G + Q = 5 + 1 = 6 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0,95 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0,89 \text{ KN.m.}$$

La superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,43 \text{ KNm} \quad M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9,23 \text{ KNm.}$$

Vérifications des contraintes**Moment en travées**

$$M_t^x = 0,75 \times 8,43 = 6,32 \text{ KNm.}$$

$$M_t^y = 0,75 \times 9,23 = 6,92 \text{ KNm}$$

Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = 0,5 \times 8,43 = 4,215 \text{ KNm.}$$

$$\text{Calcul de : } y = \frac{b \times y^2}{2} + 15 A_s \times y - 15 d \times A_s. \quad I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A \times (d - y)^2 + A' \times (y - d')^2].$$

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Obs
Travée	xx	6,32	3,14	3,86	5037,91	4.84	vérifiée
	yy	6,92	2.51	3,86	5037,91	5.30	vérifiée
Appui	/	4,615	3,14	2,78	3898,6	3.29	vérifiée

Tableau.II.2.25 : Résultats de calcul des contraintes.

Schéma de ferrailage : $e=17\text{cm}$; $St=22\text{cm}$

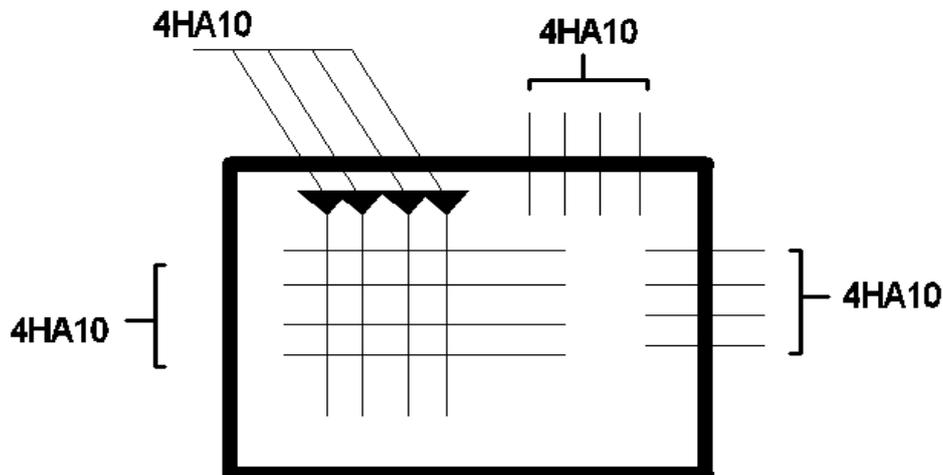


Fig.II.2.26.Schéma de ferrailage de la dalle du local des machines.

II.2.7.3.Étude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

a)Évaluation des charges et surcharge

$$G1 = 2,5 \times 0.15 = 3,75\text{KN} \quad \text{poids de la dalle en béton armé}$$

$$G1 = 2,5 \times 0.05 = 1,25 \text{ KN} \quad \text{poids de revêtement en béton (e=5 cm)}$$

$$G_{\text{total}}=46,78 \text{ KN/m}^2$$

Les sollicitations

à l'ELU : ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.085 \\ \mu_y = 0.1 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x = 8,63 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 7,85 \text{ KN.m}$$

Moment en travées

$$M_t^x = 0.75 M_x = 0.85 \times 8,63 = 6,47 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 M_y = 0.85 \times 7,85 = 5,89 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis $M_a^x = 0.5 M_x = 0.5 \times 8,63 = 4,315 \text{ KN.m}$

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm^2)	A_a calculé (cm^2)	A_t adopté (cm^2)	A_a adopté (cm^2)
Sens xx	6,47	4,315	1,57	1,14	4HA10=3,14	4HA10=3,14
Sens yy	5,89	4,315	1,43	1,14	4HA10=3,14	4HA10=3,14

Tableau.II.2.26 : Tableau de ferrailage de la dalle au-dessous de la machine.

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{2u + v} = 39,33 \text{ KN.}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{q_u}{2v + u} = 40,9 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{40,9 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0,34 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

Espacement des armatures

Sens x-x : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 22 \text{ cm}$.

Sens y-y : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 33 \text{ cm}$.

Calcul a l'ELS : ($\nu = 0.2$)

1) Les moments :

$$q_{\text{ser}} = G_{\text{tot}} + Q = 47,78 \text{ KN}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x = 7,54 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 7,07 \text{ KN.m}$$

Vérifications des contraintes**-Moment en travées**

$$M_t^x = 0.75 \times 7,54 = 5,655 \text{ KNm.}$$

$$M_t^y = 0.75 \times 7,07 = 5,30 \text{ KNm}$$

Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times 7,54 = 3,77 \text{ KNm.}$$

$$\text{Calcul de : } y = \frac{b \times y^2}{2} + 15 A_s \times y - 15 \times d \times A_s : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A \times (d - y)^2 + A' \times (y - d')^2]$$

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Obs
Travée	xx	5.655	3.14	3.86	5037.91	4.33	vérifiée
	yy	5.3	3.14	3.86	5037.91	4.06	vérifiée
Appui	/	3.77	3.14	3.86	3898.6	2.86	vérifiée

Tableau.II.2.27.Résultats de calcul des contraintes.

Schéma de ferrailage : $e=17\text{cm}$; $St=22\text{cm}$

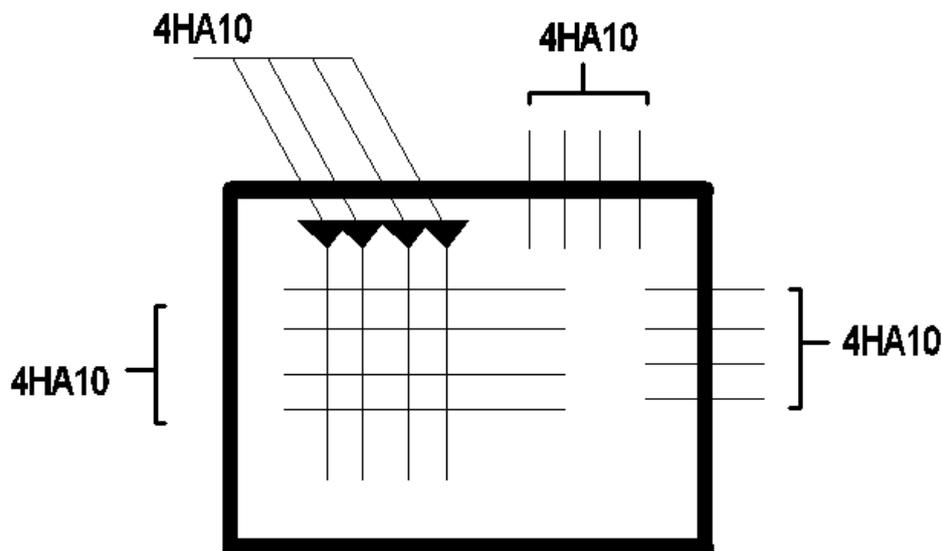


Fig.II.2.27. Schéma de ferrailage de la dalle dessous de l'ascenseur

Conclusion

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

On a étudiée un seul type d'escalier, ce dernier est à deux volées. Dans ce chapitre il a été procédé à son étude et son ferrailage.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrillage a été déterminé en respectant les règles. En dernier, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle locale des machines.

Chapitre III

Etude dynamique

III.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.

III.2. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

III.3. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant deux méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique.

III.3.1. Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

III.3.2. Méthode dynamique :

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Méthode d'analyse dynamique.

La hauteur de notre structure (Zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieure à 23m, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99Art4.1.2**).

Présentation de la méthode modale spectrale :

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrée dans la structure par les forces sismique représentées par un spectre de réponse

de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effet dynamique est calculé, le RPA prévoit de faite la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorées de $(0.8 V_{st} / V_{dyn})$

Avec, V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal)

L'effort tranchant a la base de bâtiment :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau4.1)**

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

R : coefficient de comportement de la structure.

W : poids total de la structure.

Q : facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone **IIa** $\longrightarrow A = 0.15$

✓ R : Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec : $R = 5$.

Q : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : **RPA99 (Formule 4.**

$$Q = 1 + \sum Pq$$

Avec : Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

" Critère q "	Observé	P_q/xx	Observé	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2- Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3- Régularité en plan	Non	0.05	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau III .1. Valeurs des pénalités Pq

Donc

$$Q_x = 1.1$$

$$Q_y = 1.05$$

✓ **W** : poids total de la structure :

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

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau **(4-5 du RPA99)**.

$\beta = 0.2$ pour usage d'habitation et $W = 36257.3694 \text{KN}$.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

$$\xi = 8.5\% \quad \text{et} \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.81$$

On a un site meuble S3 \longrightarrow $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.5s \end{cases}$ tableau 4.7 (RPA99).

✓ **Le calcul de la période fondamentale de la structure**

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 32.47 \text{m}$.

$C_T = 0.05$: Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le **(tableau 4.6 du RPA99 version 2003)**.

$$T = 0.05 \times 32.47^{\frac{3}{4}} = 0.69s$$

$L_x=20$ m ; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens x.

$L_y= 17.75$ m ; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 32.47}{\sqrt{20}} = 0.65s$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 32.47}{\sqrt{17.75}} = 0.69s$$

$$\Rightarrow T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.65s$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.68s$$

Le RPA préconise de majorer la période fondamentale statique de 30% (art 4.2.4)

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.65 = 0.845s \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.68 = 0.884s \end{cases}$$

On a la période dynamique est inférieur a la période statique donc la période fondamental de la structure est vérifier

✓ **La force sismique totale à la base de la structure est :**

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W \quad \begin{cases} V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.7 \times 1.1}{5} \times 36257.3694 = 2034.038KN \\ V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.63 \times 1.05}{5} \times 36257.3694 = 1861.63KN \end{cases}$$

III.4. 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	1548,1425	2034.038	0.76	Non vérifiée
Sens y-y	1407,8589	1861.63	0.76	Non vérifiée

Tableau III.2.vérification de la force sismique

-la force sismique selon x-x et y-y n'est pas vérifier donc toute les réponses obtenues doivent être majorés de $(0.8 V_{st}/ V_{dyn})=1.05$

✓ **Spectre de réponse de calcul :**

-Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale, on a utilisé un logiciel d'analyse étabs 2016.

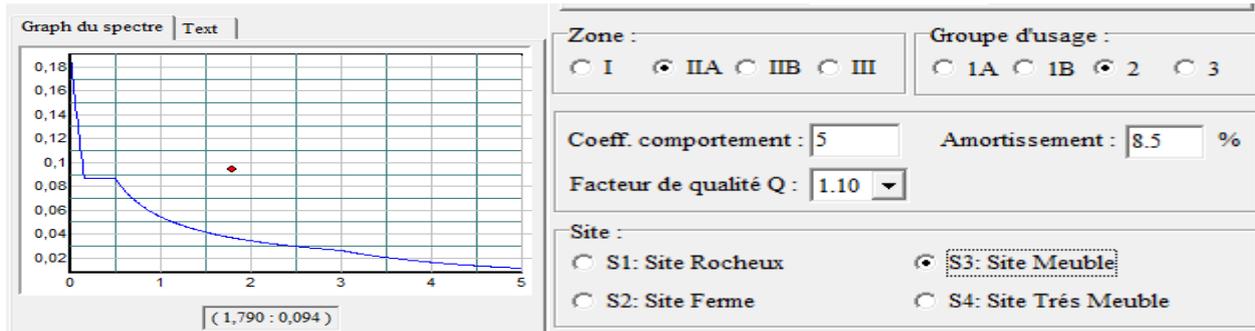


Fig. III.1. le spectre de réponse.

Prise en compte de l’action des poussées !

Notre structure est un bâtiment en R+5+trois entre sol +un sous-sol donc dans l’étape de modélisation on a tout modélisée sauf le sous-sol qui est une boite rigide.

Au niveau des entre sol on a un voile qui est un mur adossée d’une hauteur H=11.05m

Donc on a modélisée le mur adossé et on a chargée avec les poussés des terres.

Les caractéristique du sol sont : $\sigma=2\text{bar}$, $D=2\text{m}$, $c=28\text{KN/m}^2$, $\gamma=19.2\text{KN/m}^3$, $\varphi=20^\circ$.

On a calculé la charge de la poussé des terres tel que :

$$\sigma^{\max} = h \times \gamma \times \text{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2) - 2 \times c \times \text{tg}(\pi/4 - \varphi/2) = 64.8\text{KN/m}^2.$$

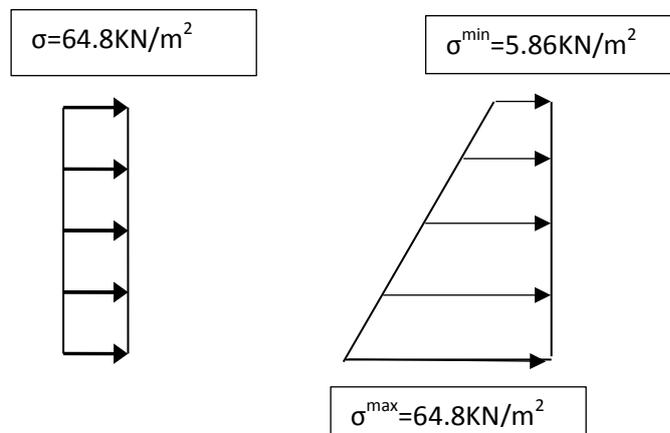


Fig.III.2.Répartition des contraintes sur le voile (mur adossé).

III.5. Disposition des voiles de contreventement :

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 telle qu’on a augmenté la section des poteaux et la disposition retenue est la suivante :

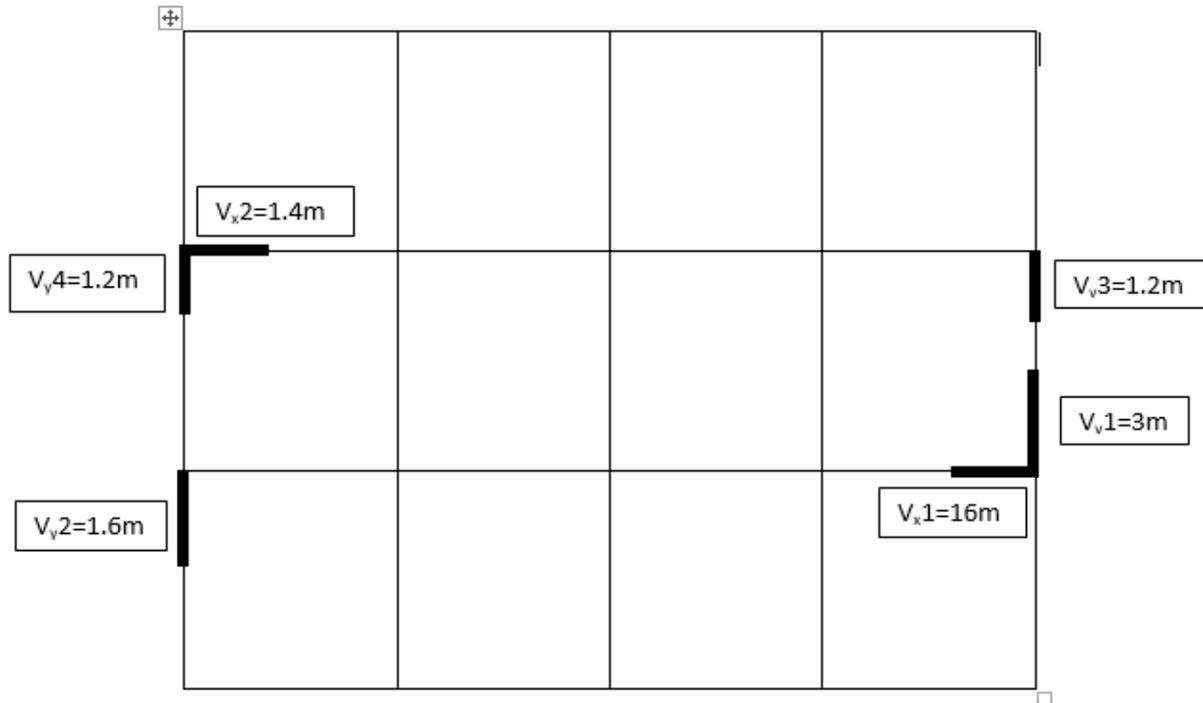


Fig. III.3.Schéma de la disposition des voiles.

III.6.Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par l'etabs 2016.

1).Périodes de vibration et participation massique :

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	U_x	U_y	$SumU_x$	$SumU_y$
Mode 1	0.663	0.5384	0.0005	53.84	0.05
Mode 2	0.529	0.0001	0.411	53.84	41.15
Mode 3	0.469	0.0009	0.0995	53.93	51.1
Mode 4	0.195	0.1631	0.0001	70.25	51.11
Mode 5	0.148	0.0001	0.0996	70.25	61.07
Mode 6	0.132	0.0087	0.0036	71.12	61.43
Mode 7	0.114	0.0116	0.0718	72.28	68.6
Mode 8	0.108	0.087	0.0107	80.98	69.67
Mode 9	0.087	0.0528	0.0099	86.26	70.67
Mode 10	0.072	0	0.0477	86.26	75.44
Mode 11	0.068	0.058	0.0976	86.84	85.2
Mode 12	0.061	0.0286	0.0001	89.7	85.21
Mode 13	0.055	0.0077	0.0456	0.9047	89.77
Mode 14	0.047	0.0143	0.033	0.9189	93.07
Mode 15	0.042	0.0014	0.0013	0.9203	93.2

Mode 16	0.041	0.0279	0.0078	94.82	93.98
Mode 17	0.036	0.0058	0.0055	95.4	94.53
Mode 18	0.033	0.0092	0.0002	96.33	94.55
Mode 19	0.032	0.0048	0.0057	96.81	95.12
Mode 20	0.028	0.0068	0.0006	97.49	95.18

Tableau III.3.Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, la participation massique est atteinte les 90% au treizième mode dans le sens (x-x) et au quatorzièmes mode dans le sens (y-y).

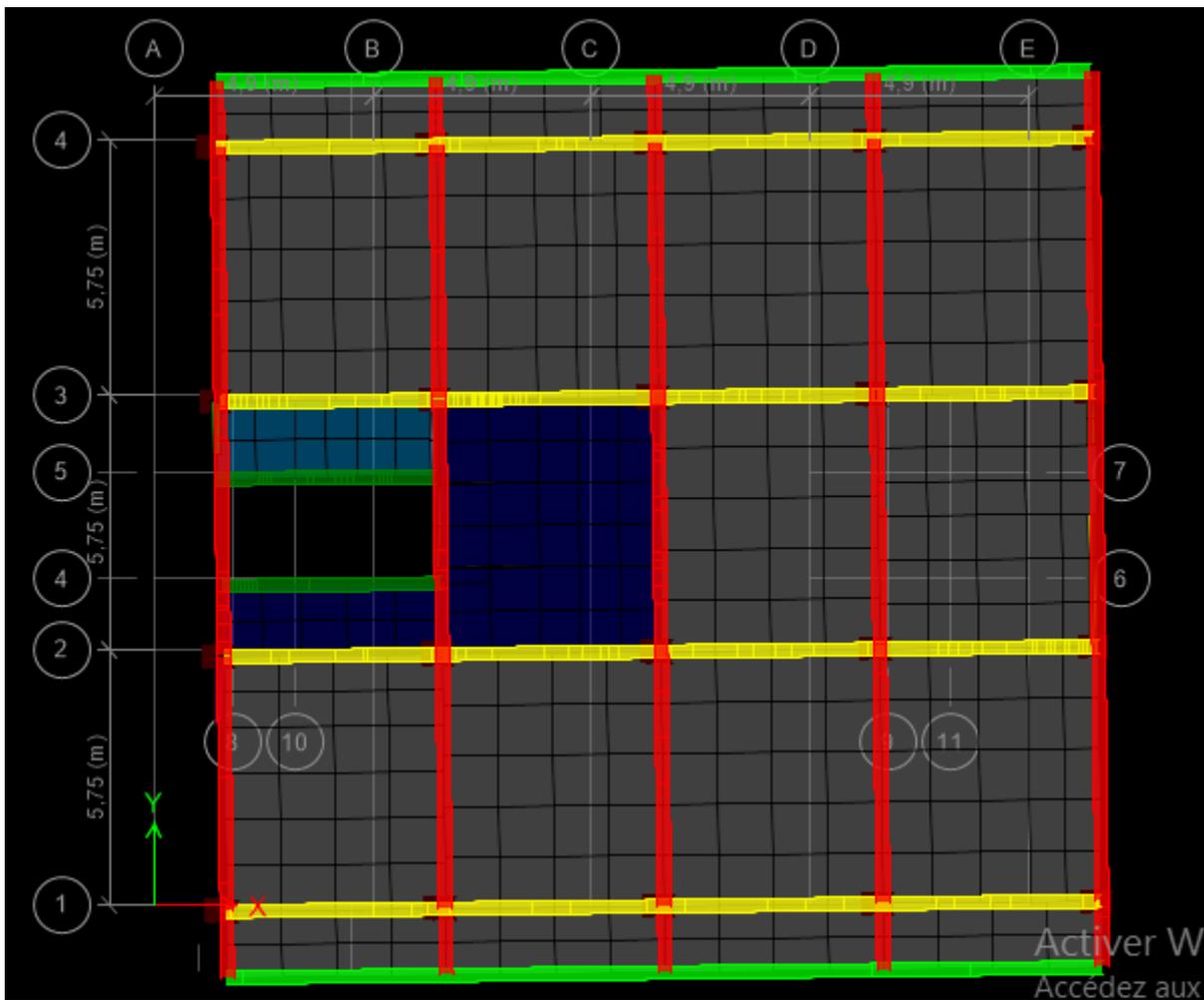


Fig. III.4.1^{er} mode (translation suivant l'axe x-x)

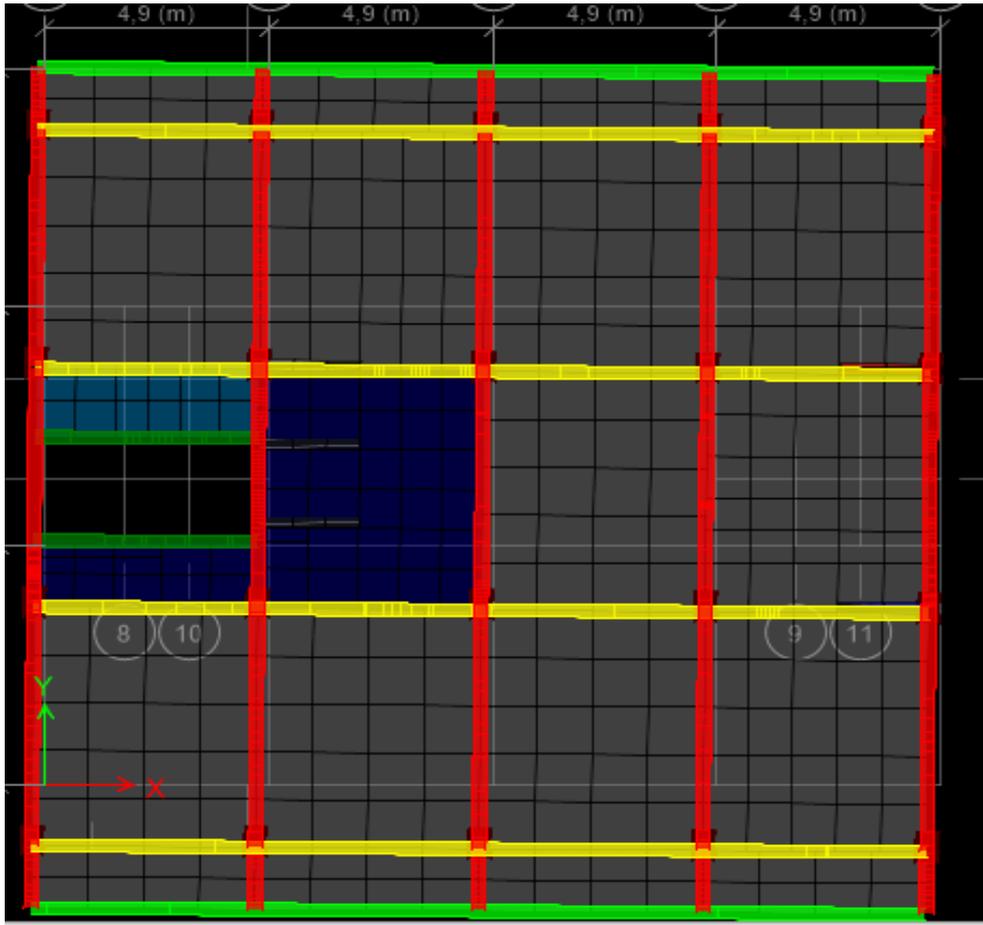


Fig. III.5.2^{ème} mode (translation suivant l'axe y-y)

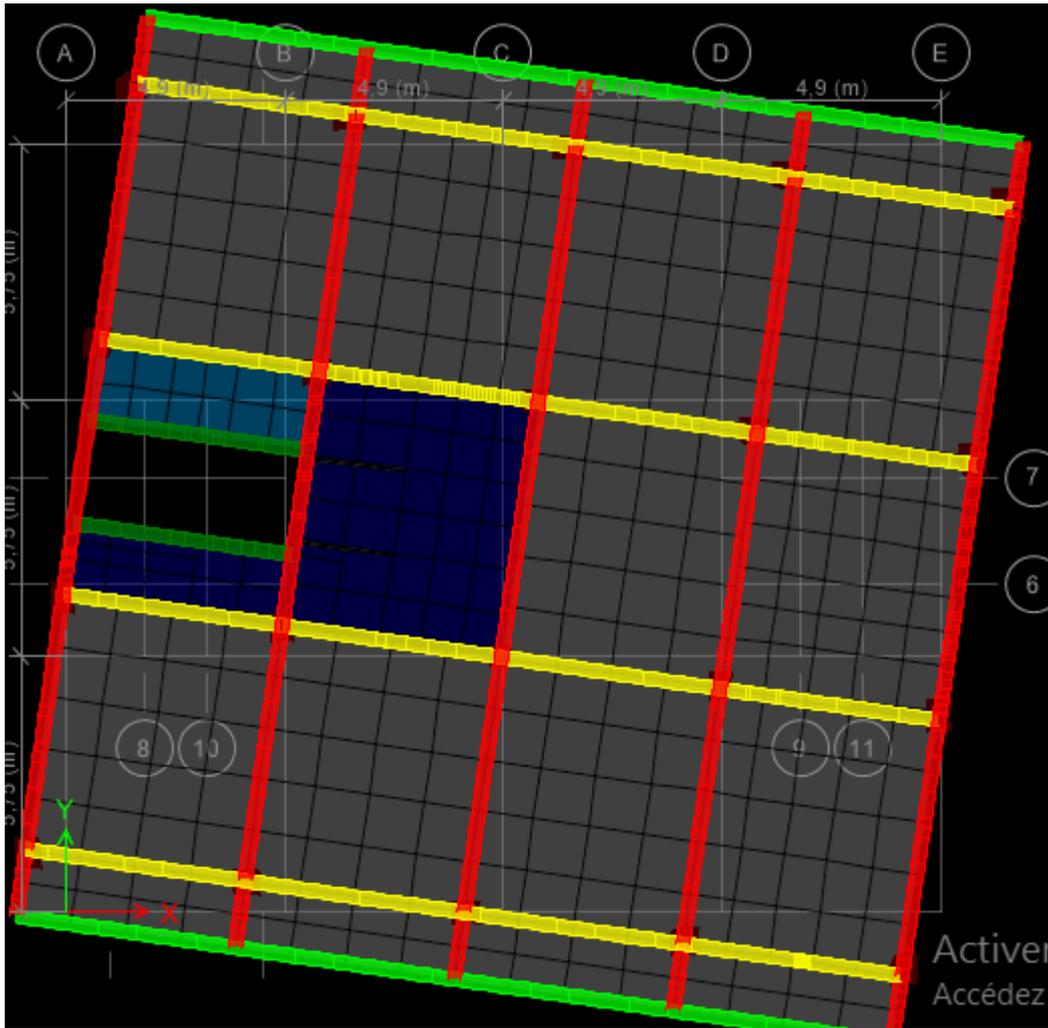


Fig.III.6.3^{ème} mode (rotation suivant l'axe z-z)

2).Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

- la justification de l'interaction sous charges verticale.

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
Story 1	22861.4089	4656.2125	86.53	13.47
Story 2	20429.467	4192.9902	84.91	15.09
Story 3	19482.38	3971.2908	80.35	19.65
Story 4	19406.9644	4163.1052	86.06	13.94
Story 5	16381.6051	3290.3191	83.83	16.17
Story 6	13098.1163	2526.452	83.27	16.73
Story 7	9959.6776	2612.6046	82.33	17.67
Story 8	6845.124	1673.28	83.06	16.94
Story 9	3855.089	685.3507	82.97	17.03

Story 10	616.9877	95.999	83.08	16.92
----------	----------	--------	-------	-------

Tableau III.4.Vérification sous charges verticale.

Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale (portique<80% -voile <20%) est vérifiée dans tous les étages.

- la justification de l'interaction sous charges horizontal

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Story 1	239.8393	165.9096	214.6311	51.4404	52.77	76.33	47.23	23.67
Story 2	139.1772	101.821	66.5846	151.0118	68.3	40.27	31.7	59.73
Story 3	310.7874	211.7318	785.146	401.5931	28.35	34.52	71.65	65.48
Story 4	574.9924	389.054	747.3415	828.9701	43.48	31.94	56.52	68.06
Story 5	474.4834	442.5221	677.0441	894.9701	41.2	33.08	58.8	66.92
Story 6	442.6617	422.0977	548.2758	813.6133	44.67	32.04	55.33	667.99
Story 7	425.72	318.3727	395.7961	664.8524	51.82	32.38	48.18	67.62
Story 8	370.3875	196.8853	266.1291	496.4831	58.18	28.39	41.82	71.61
Story 9	335.0366	173.4404	150.2835	312.5815	69.03	35.69	30.97	64.31
Story 10	135.1097	165.9096	53.0751	56.4652	71.79	65.94	28.21	34.06

Tableau III.5.Vérification sous charges horizontal.

Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge horizontal (portique≥25%-voile≤75%) est vérifiée dans tous les étages.

3).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 :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
RDC	65×65	4225	3234.8396	0.3	Vérifié
1 ^{er} étage	65×65	4225	2866.4495	0.2713	Vérifié
2 ^{eme} étage	60×60	3600	2455.9731	0.2728	Vérifié
3 ^{eme} étage	60×60	3600	2044.9924	0.2272	Vérifié
4 ^{eme} étage	60×60	3600	1722.5127	0.1913	Vérifié
5 ^{eme} étage	55×55	3025	1403.4245	0.1855	Vérifié
6 ^{eme} étage	55×55	3025	1091.6928	0.1443	Vérifié
7 ^{eme} étage	55×55	3025	782.1102	0.1034	Vérifié
8 ^{eme} étage	50×50	2500	503.5536	0.081	Vérifié
9 ^{eme} étage	50×50	2500	193.5326	0.0309	vérifié

Tableau III.6. Vérification de l'effort normal réduit.

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 :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{Avec : } \delta_K = R \times \delta e_K \quad R : \text{coefficient de comportement (R=5)}.$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δe_K (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	ΔK (cm)	hK (cm)	$\Delta K/hK$ (%)	δe_K (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	ΔK (cm)	$\Delta K/hK$ (%)
RDC	0.062	0.31	0	0.31	391	0.079	0.0025	0.0125	0	0.0125	0.0032
1 ^{er} étage	0.094	0.047	0.31	0.263	357	0.0736	0.0032	0.016	0.025	0.0035	0.00098
2 ^{eme} étage	0.0166	0.083	0.047	0.036	357	0.01	0.0048	0.024	0.016	0.008	0.0022
3 ^{eme} étage	0.0483	0.0242	0.083	0.0588	306	0.0192	0.0367	0.1835	0.024	0.1595	0.052
4 ^{eme} étage	0.0639	0.3195	0.0242	0.295	306	0.096	0.0533	0.2765	0.1835	0.093	0.03
5 ^{eme} étage	0.0693	0.3465	0.3195	0.027	306	0.0088	0.0632	0.316	0.2765	0.0395	0.0129
6 ^{eme} étage	0.0677	0.3385	0.3465	0.008	306	0.0026	0.0639	0.3195	0.316	0.0035	0.00114
7 ^{eme} étage	0.0625	0.3125	0.3385	0.026	306	0.0085	0.0602	0.301	0.3195	0.0185	0.006
8 ^{eme} étage	0.0565	0.2825	0.3125	0.03	306	0.0098	0.0542	0.271	0.301	0.03	0.0098
9 ^{eme} étage	0.0466	0.233	0.2825	0.0495	306	0.016	0.0581	0.2905	0.271	0.0195	0.0064

Tableau III.7. Vérification des déplacements.

-On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au 1% de la hauteur d'étage.

5). Justification vis à vis de l'effet P-Δ : [RPA (5.9)]

-Les effets du 2^{ème} 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

$$\text{à tous les niveaux : } \theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

✓ 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^{er} ordre par le facteur $1 / (1 - q_k)$.

✓ Si $q_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8.

Niveau	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k	V _k (KN)	Θ _k	Δ _k	V _k (KN)	Θ _k
RDC	391	33852.0797	0.31	1625.4707	0.0165	0.0125	1478.1801	0.00073
1 ^{er} étage	357	29500.3709	0.263	0583.508	0.0137	0.0035	1425.6589	0.00020
2 ^{ème} étage	357	24867.5626	0.036	1513.6007	0.0016	0.008	1335.3522	0.00042
3 ^{ème} étage	306	21328.5725	0.0588	1443.7521	0.0028	0.1595	1269.6959	0.0087
4 ^{ème} étage	306	17916.4667	0.295	1351.8887	0.0127	0.093	1204.86	0.0045
5 ^{ème} étage	306	14420.9339	0.027	1215.4093	0.00104	0.0395	1098.6836	0.00169
6 ^{ème} étage	306	10920.6011	0.008	1038.3366	0.00027	0.0035	937.7286	0.000133
7 ^{ème} étage	306	7420.2683	0.026	820.1333	0.000768	0.0185	737.5174	0.00061
8 ^{ème} étage		4000.2605	0.03	545.5685	0.00072	0.03	500.8692	0.00078
9 ^{ème} étage	306	645.3668	0.0495	168.3355	0.00062	0.0195	139.3444	

Tableau III.8. Vérification de l'effet P-Δ.

D'après les résultats obtenus les effets P-Δ peuvent être négligés.

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).

Les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées est ont les nouvelle sections suivantes :

Sous-sol+RDC+1^{er} étage : (65*65) cm².

2^{ème}+3^{ème}+4^{ème} étage (60*60) cm².

5^{ème}+6^{ème}+7^{ème} étage (55*55) cm².

8^{ème}+9^{ème} étage (50*50) cm².

Chapitre IV

Etude des éléments structuraux

IV.1.Introduction

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres), Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailles) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes genres de sollicitations.

IV.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations, Le ferrailage est calculé en flexion composée avec une fissuration peu nuisible il est déterminé selon les combinaisons suivant :

- 1). $1.35G+1.5Q$ 2). $0.8G+E$ 3). $G+Q\pm E$

Les section d'armature sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant $N_{max} \longrightarrow M_{correspondant}$
- l'effort normal minimal et le moment correspondant $N_{min} \longrightarrow M_{correspondant}$
- le moment maximum et l'effort normal correspondant $M_{max} \longrightarrow N_{correspondant}$

IV.2.1. Les Recommandations du RPA99 (version 2003)

➤ Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

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

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

La zone nodale est définie par l' et h telle que : $l' = 2h$; $h' = \max(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$

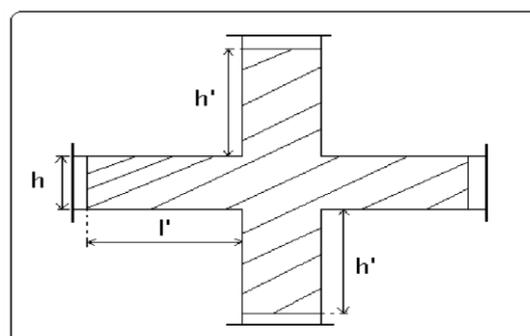


Figure.IV.1.Zone nodale

-La section des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99** sont rapportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
s-sol+RDC et 1 ^{er} étage	65×65	33.8	169	253.5
2,3 et 4 ^{ème} étage	60×60	28.8	144	216
5 et 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	55×55	24.2	121	181.5
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	50×50	20	100	150

Tableau IV.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

IV.2.2. Les Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS 2016.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	V ^{max} (KN)	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}	
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	100.8295	-3234.8396	8.4097	79.3817	388.7441	165.6744	3.4002
1^{er} étage	105.8304	-2866.4495	29.5524	87.2487	709.0745	71.7145	4.2657
2^{er} étage	101.7177	-2455.9731	41.211	89.6846	1626.3976	281.7713	33.6961
3^{er} étage	106.0641	-2044.9924	20.2916	121.1438	1466.7663	493.1748	39.0942
4^{er} étage	80.9657	-1722.5127	18.2329	107.9562	1237.1326	294.2481	21.395
5^{er} étage	58.5137	-1403.4245	14.5711	87.2785	484.0997	189.2122	15.3679
6^{ème} étage	63.7711	-1091.6928	17.9868	97.4543	407.5359	112.2982	17.0888
7^{ème} étage	64.2003	-782.1102	20.4962	96.6202	335.6232	55.9088	17.0763
8^{ème} étage	71.5624	-503.5536	35.1868	92.9891	264.7271	44.6055	16.086
9^{ème} étage	49.1102	-193.5326	7.7032	103.4932	159.5641	139.6457	8.8728

Tableau IV.2. Les sollicitation dans les poteaux.

IV.2.3. Calcul du ferrailage

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	sections	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adap (cm ²)
S-sol+RDC+1^{er} étage	65×65	22.18	33.8	8HA20+8HA12=34.18
2,3 et 4^{ème} étage	60×60	18.9	28.8	4HA20+4HA16+8HA12=29.66
5 et 6^{ème} et 7^{ème} étage	55×55	15.8	24.2	8HA16+8HA12=25.13
8^{ème} et le 9^{ème}	50×50	13.125	20	8HA14+8HA12=21.37

Tableau IV.3. les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

➤ **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivant : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$

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.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$; $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$; (λ_g élancement géométrique).

t : L'espacement des armatures transversales tel que :

Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$

Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

- $A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_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 $10\phi_l$ minimum ;

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les poteaux.

Niveau	S-sol RDC	1 ^{er} étage	2 ^{eme} étage	3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage	8 ^{eme} étage	9 ^{eme} étage
Section (cm ²)	65*65	65*65	60*60	60*60	60*60	55*55	55*55	55*55	50*50	50*50
ϕ_l cm	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2

Lr cm	273.7	249.9	249.9	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λg	4.21	3.84	4.165	3.57	3.57	3.89	3.89	3.89	4.284	4.284
Vu (KN)	100.8295	105.83 04	101.71 77	106.06 41	80.96 57	58.5137	63.771 1	64.200 3	71.56 24	49.11 02
t zone nodale	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
t zone courant	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
ρa	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
At cm²	1.45	1.53	1.59	1.66	1.26	0.99	1.09	1.09	1.34	0.92
Amin (cm²)	4.85	5.75	4.58	5.91	5.91	4.76	4.76	4.76	4.3	4.3
A_{radop} (cm²)	8Φ10	8Φ10	8Φ10	8Φ10	8Φ10	8Φ10	8Φ10	8Φ10	6Φ10	6Φ10

Tableau IV.4 .Le ferrailage transversales des poteaux.

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la

condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} \Rightarrow 12\text{cm} > 20/3 = 6.67\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$

IV.2.4.Vérifications :

a). Vérification a l'état limite ultime de stabilité de forme :

On doit vérifier que : $N_{\max} \leq N_u = \alpha * \left[\frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * f_e}{\gamma_s} \right]$ (BAEL91 art B.8.4, 1)

Niveau	Section (cm ²)	l	λ	α	As (cm ²)	Br (cm ²)	Nu ^{max} (MN)	Nu(MN)	Obs.
S-sol+ RDC	65×65	0.187	14.64	0.82	34.18	3969	3234.8396	7001.87	vérifiée
1 ^{er} étage	65×65	0.187	13.36	0.825	34.18	3969	2866.4495	7044.56	vérifiée
2 ^{eme} étage	60×60	0.173	13.36	0.825	29.66	3364	2455.9731	6265.04	vérifiée
3 ^{eme} +4 ^{eme} étage	60×60	0.173	12.38	0.829	29.66	3364	2044.9924	6019.60	vérifiée
5 ^{eme} +6 ^{eme} 7 ^{eme} +étage	55×55	0.158	13.56	0.825	25.13	2809	1403.4245	5012.65	vérifiée
8 ^{eme} 9 ^{eme} étage	50×50	0.144	14.89	0.82	21.37	2304	503.5536	4108.18	vérifiée

Tableau IV.5.Vérification du flambement pour les poteaux.

-On voit bien que $N_{\max} < Nu$ pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

b).Vérification des contraintes : On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

Et $V' = h - v$

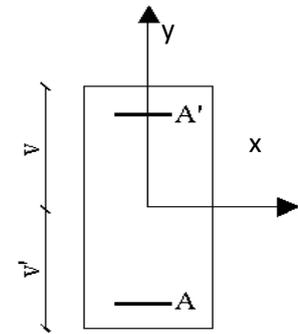


Figure IV.2 : Section d'un poteau

-Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveau	RDC 1 ^{er} étage	2 ^{eme} 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage	8 ^{eme} 9 ^{eme} étage
Section cm ²	4225	3600	3600	3025	3025	3025	2500
d (cm)	62	57	57	52	52	52	47
A (cm ²)	34.18	29.66	29.66	25.13	25.13	25.13	21.37
V (cm)	40.02	37.04	37.04	33.97	33.97	33.97	31.03
V'(cm)	24.98	22.96	22.96	21.03	21.03	21.03	18.97
I _{gg} (m ⁻⁴)	0.071	0.048	0.048	0.075	0.075	0.075	0.019
N ^{ser} (MN)	2.3340	1.7787	1.2536	0.450	0.7949	0.5701	0.3676
M ^{ser} (MN.m)	0.0624	0.0736	0.0495	0.050	0.0585	0.0606	0.0789
σ _{bc1} (MPa)	5.87	5.51	3.86	1.71	2.89	2.16	7.47
σ _{bc2} (MPa)	5.3	4.59	3.25	1.35	2.46	1.71	0.68
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau IV.6. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.

c).Vérification aux sollicitations tangentielles :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \text{ et } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	Sections (cm ²)	I _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	— τ _{bu} (MPa)	Obs.
RDC	65×65	273.7	4.21	0.04	62	100.8295	0.250	1	Vérifié
1 ^{er} étage	65×65	249.9	3.84	0.04	62	105.8304	0.263	1	Vérifié
2 ^{eme} étage	60×60	249.9	4.165	0.04	57	101.7177	0.297	1	Vérifié
3 ^{eme} étage	60×60	214.2	3.57	0.04	57	106.0641	0.31	1	Vérifié
4 ^{er} étage	60×60	214.2	3.57	0.04	57	80.9657	0.236	1	Vérifié

5 ^{er} étage	55×55	214.2	3.89	0.04	52	58.5137	0.205	1	Vérifié
6 ^{er} étage	55×55	214.2	3.89	0.04	52	63.7711	0.223	1	vérifié
7 ^{er} étage	55×55	214.2	3.89	0.04	52	64.2003	0.224	1	Vérifié
8 ^{er} étage	50×50	214.2	4.284	0.04	47	71.5624	0.305	1	Vérifié
9 ^{er} étage	50×50	214.2	4.284	0.0462	47	49.1102	0.209	1	vérifié

Tableau IV.7. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.

Disposition constructive des poteaux de recouvrement Selon le RPA99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale de recouvrement est : $L_r > 40 \times \Phi$ en Zone II

- $\Phi=20\text{mm}$ —————> $L_r > 40 \times 2 = 80\text{cm}$; on adopte $L_r = 85\text{cm}$.
- $\Phi=16\text{mm}$ —————> $L_r > 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$; on adopte $L_r = 65\text{cm}$.
- $\Phi=14\text{mm}$ —————> $L_r > 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$; on adopte $L_r = 60\text{cm}$.
- $\Phi=12\text{mm}$ —————> $L_r > 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$; on adopte $L_r = 50\text{cm}$.

V.2.5. Schémas de ferrailage des poteaux

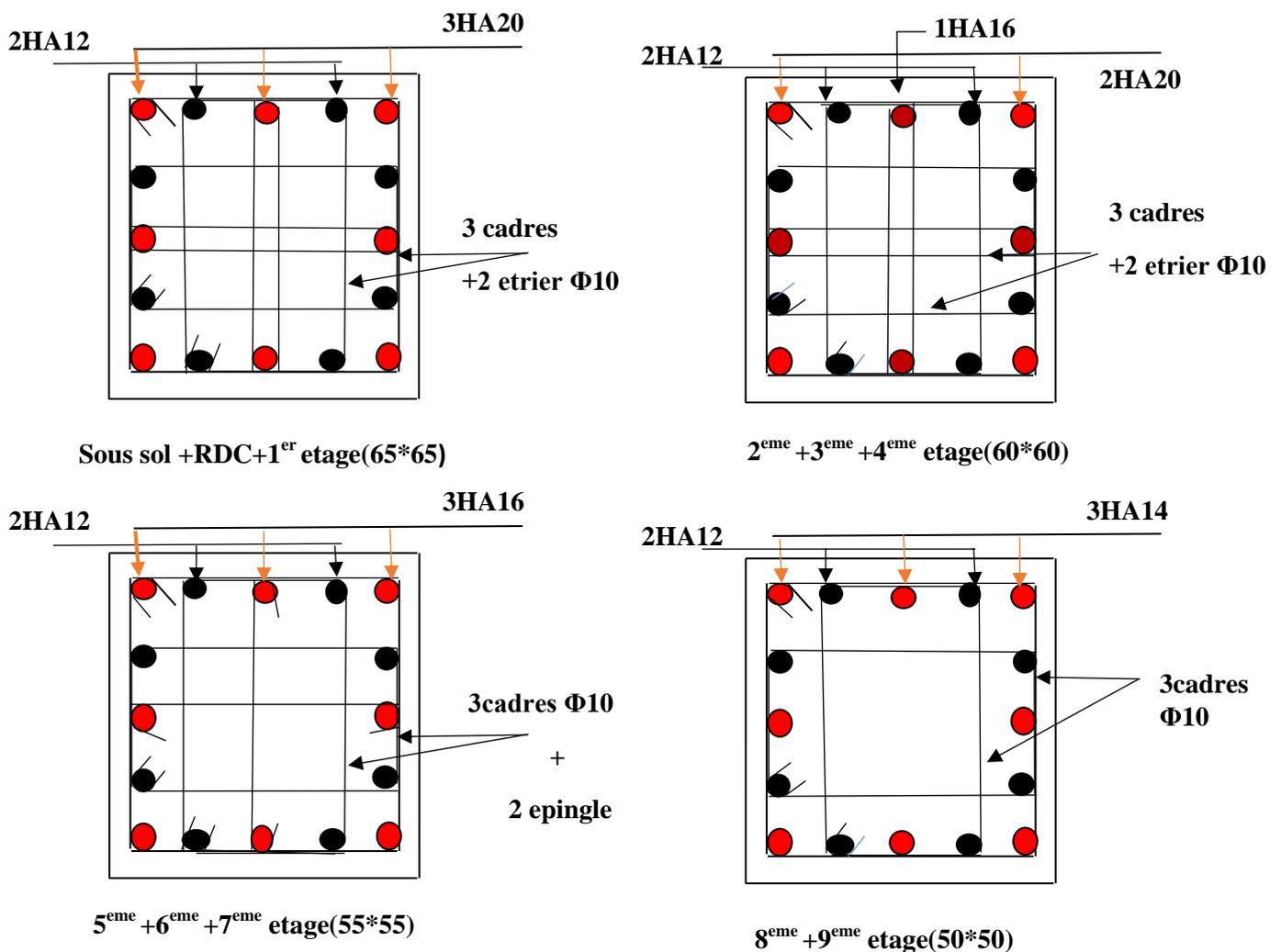


Figure IV.3. Les schéma de ferrailage des poteaux pour les différents étages

IV.3. Etude des poutres

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.

IV.3.1 Les recommandations du RPA99

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 $40 \times \Phi$ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

-La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times St \times b$

-L'espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

$St \leq \min (h/4 ; 12 ; \Phi l)$ 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.

IV.3.2.les sollicitations et ferrailage des poutres.

Vue la différence, négligeable des sollicitations dans les poutres pour certaine étage donc on a opté le même ferrailage.

- Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau :

Niveau	Type de poutre	section	localisation	M (KN.m)	A calcul (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adopté (cm ²)
RDC+ 1 ^{ème} étage	Poutre principale	30×40	Appuis	147.0841	12.75	6	1HA20+5HA16=13.19
			Travée	103.716	8.95		6HA14=9.24
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	37.6929	3.55	5.25	3HA14=4.62
			Travée	21.7981	2.01		3HA12=3.39
2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	Poutre principale	30×40	Appuis	107.2092	9.28	6	3HA16+3HA14=10.65
			Travée	103.1995	8.85		6HA14=9.24
	Poutre	30×35	Appuis	74.0494	7.33	5.25	6HA14=9.24

	secondaire		Travée	48.7507	4.65		3HA14=4.62
4 ^{ème} + 5 ^{ème} 6 ^{ème} +7 ^{ème} étage	Poutre principale	30×40	Appuis	139.2294	12.54	6	1HA20+5HA16=13.19
			Travée	134.4469	12.03		1HA20+5HA16=13.19
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	88.1399	8.95	5.25	6HA14=9.24
			Travée	59.8405	5.8		6HA12=6.79
8 ^{ème} + 9 ^{ème} étage	Poutre principale	30×40	Appuis	130.9257	11.68	6	6HA16=12.06
			Travée	89.7514	7.6		6HA14=9.24
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	80.8949	8.09	5.25	6HA14=9.24
			Travée	51.787	4.98		6HA12=6.79

Tableau IV.8. Ferrailage des poutres principales et secondaires.

IV.3.3. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

➤ **Les longueurs de recouvrement :** $L_r > 40 \times \Phi$

- Φ= 20mm $L_r > 40 \times 16 = 80\text{cm}$ on adopte $L_r = 85\text{cm}$.
- Φ= 16mm $L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm}$ on adopte $L_r = 65\text{cm}$.
- Φ= 14mm $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$ on adopte $L_r = 60\text{cm}$.
- Φ= 12mm $L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm}$ on adopte $L_r = 50\text{cm}$.

➤ **Les armatures transversales :** $\phi \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$ *BAEL91 (Article H.III.3)*

• **Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(1.4; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3).$$

Donc on prend $\Phi=8\text{mm} \Rightarrow A_t=4\text{HA}8=2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

• **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1; 3).$$

Donc on prend $\phi_t=8\text{mm} \Rightarrow A_t=4\text{HA}8=2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

➤ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ avec :

✓ $S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 67\text{cm}$

✓ $S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t2} \leq 37.8\text{cm}$ **BAEL91 (Article H.III.3)**

✓ $S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 45\text{cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = 20$ on adopte un espacement de 15cm.

Zone nodale : $S_t = \min(h/4; 12\phi; 30\text{cm}) = 10\text{cm}$ on adopte un espacement de 10cm.

➤ **Vérification des sections d'armateurs transversales.**

$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35\text{cm}^2 \Rightarrow A_t > A_t^{\min}$ Condition vérifiée.

IV.3.4. Vérification à l'ELU :

a). **Condition de non fragilité :** $A_{mi} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c = 1.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l > A_{mi}$ Condition vérifiée.

b). **Vérification des contraintes tangentielles.**

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau = \frac{v^-}{b \times d}$ Tel que : $\bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	189.7021	1.71	3.33	Vérifié
secondaires	58.6556	0.61	3.33	Vérifié

Tableau.IV.9. Vérification des contraintes tangentielles.

D'après les résultats pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

c). **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$\text{Appui de rive : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\text{Appuis intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après.

Niveaux	A_l (cm ²)	Vu (KN)	Ma (KN.m)	Al rive (cm ²)	Aint (cm ²)	Observation
RDC+ 1 ^{er} étage	13.19	173.6836	147.0841	4.99	-7.7	Vérifié
2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	10.65	189.7021	107.2092	5.45	-3.8	Vérifié
4+5+6+7 ^{ème} étage	13.19	172.5319	139.2294	4.96	-7.06	Vérifié
8 ^{ème} +9 ^{ème} étage	12.06	142.6595	130.9257	4.1	-7.2	Vérifié

Tableau.IV.10. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement pour la P-P.

Niveaux	A_l (cm ²)	Vu (KN)	Ma (KN.m)	Al rive (cm ²)	Aint (cm ²)	Observation
RDC+ 1 ^{ème} étage	4.62	41.1336	37.6929	1.18	-2.58	Vérifié
2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	9.24	57.9337	74.0494	1.66	-5.73	Vérifié
4+5+6+7 ^{ème} étage	9.24	58.6556	88.1399	1.69	-7.11	Vérifié
8 ^{ème} +9 ^{ème} étage	9.24	54.947	80.8949	1.58	-6.49	Vérifié

Tableau.IV.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement pour la P-S.

IV.3.5. Vérification à l'ELS :

a). **Etat limite de compression du béton :**

Les vérifications sont résumées dans les tableaux ci-après :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \quad \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0; I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa; \sigma_{bc} \leq 15MPa$$

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σbc (MPa)	Observation
RDC+ 1 ^{ème} étage	Appuis	82.8171	92055.536	16.45	14.79	vérifié
	Travées	78.6605	112513.66	14.43	10.08	vérifié
2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	Appuis	103.2091	112513.66	15.22	13.96	vérifié
	Travées	77.6417	112513.66	14.43	9.95	vérifié
4+5+6+7 ^{ème} étage	Appuis	81.134	122416.71	16.45	10.9	vérifié
	Travées	78.8458	112513.66	16.45	11.53	vérifié
8 ^{ème} 9 ^{ème} étage	Appuis	95.2134	101933.6	15.94	14.89	vérifié
	Travées	70.1384	122416.71	14.43	8.27	vérifié

Tableau.IV.12. Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres principale.

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σbc (MPa)	Observation
RDC+ 1 ^{ème} étage	Appuis	27.0128	48387.876	10.06	5.61	vérifiée
	Travées	17.0128	48387.876	7.16	2.52	vérifiée
2 ^{ème} 3 ^{ème} étage	Appuis	37.6524	63432.99	13.18	7.82	vérifiée
	Travées	33.0989	48387.876	10.06	6.88	vérifiée
4+5+6+7 ^{ème} étage	Appuis	45.1812	80395.59	13.18	7.32	vérifiée
	Travées	36.5188	48387.876	11.73	8.85	vérifiée
8 ^{ème} 9 ^{ème} étage	Appuis	46.3695	72961.859	13.18	8.37	vérifiée
	Travées	14.7812	53369.67	11.73	3.25	vérifiée

Tableau.IV.13. Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres secondaire.

b).Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le BAEL91, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_c} = 0.0105$$

Type	ht(cm)	L(cm)	ht/L	Mt/(10.M ₀)	A _s /(b ₀ .d)	h/L ≥ 1/16	h/L ≥ Mt/(10*M ₀)	A/(b ₀ *d) ≤ 4.2 / f _c
p-p	40	5.75	0.069	0.065	0.0044	vérifiée	vérifiée	vérifiée
p-s	35	4.9	0.071	0.062	0.0044	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau.IV.14. Vérification de la flèche pour les poutres

Vérification des zones nodales

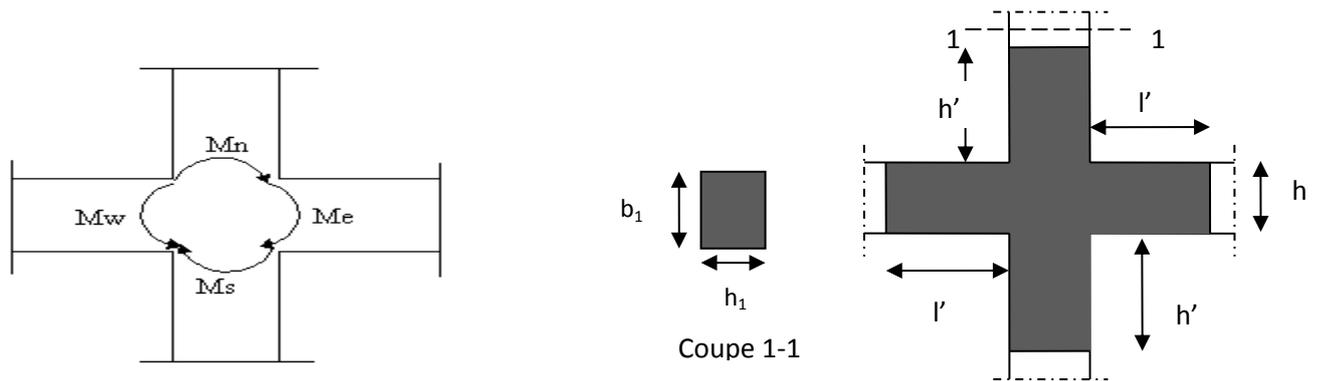


Figure IV.4.Le schéma des moments de la zone nodale

-Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Article 7.6.2) exige que : $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$

1) Détermination du moment résistant dans les poteaux

$M_r = Z \times A_s \times F_e / \gamma_s$ Avec : $Z = 0.9 \times h$

h : La hauteur totale de la section du béton

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	Section (cm ²)	Z(m)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
S-sol RDC 1 ^{ère} étage	65×65	0.585	34.18	695.836
2,3,4 ^{ème} étage	60×60	0.54	29.66	557.371
5,6,7 ^{ème} étage	55×55	0.495	25.13	432.889
8 ,9 ^{ème} étages	50×50	0.45	21.37	334.65

Tableau .IV.15. Moment résistant dans les poteaux.

2) Détermination du moment résistant dans les poutres

Niveau	Sens	Z(m)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
RDC+ 1 ^{ème} étage	Pp	0.36	13.19	165.24
	Ps	0.315	4.62	50.6444
2 ^{ème} 3 ^{ème} étage	Pp	0.36	10.65	133.423
	Ps	0.315	9.24	101.28
4+5+6+7 ^{ème} étage	Pp	0.36	13.19	165.24
	Ps	0.315	9.24	101.28
8 ^{ème} 9 ^{ème} étage	Pp	0.36	12.06	151.087
	Ps	0.315	9.24	101.28

Tableau.IV.16.Moment résistant dans les poutres.

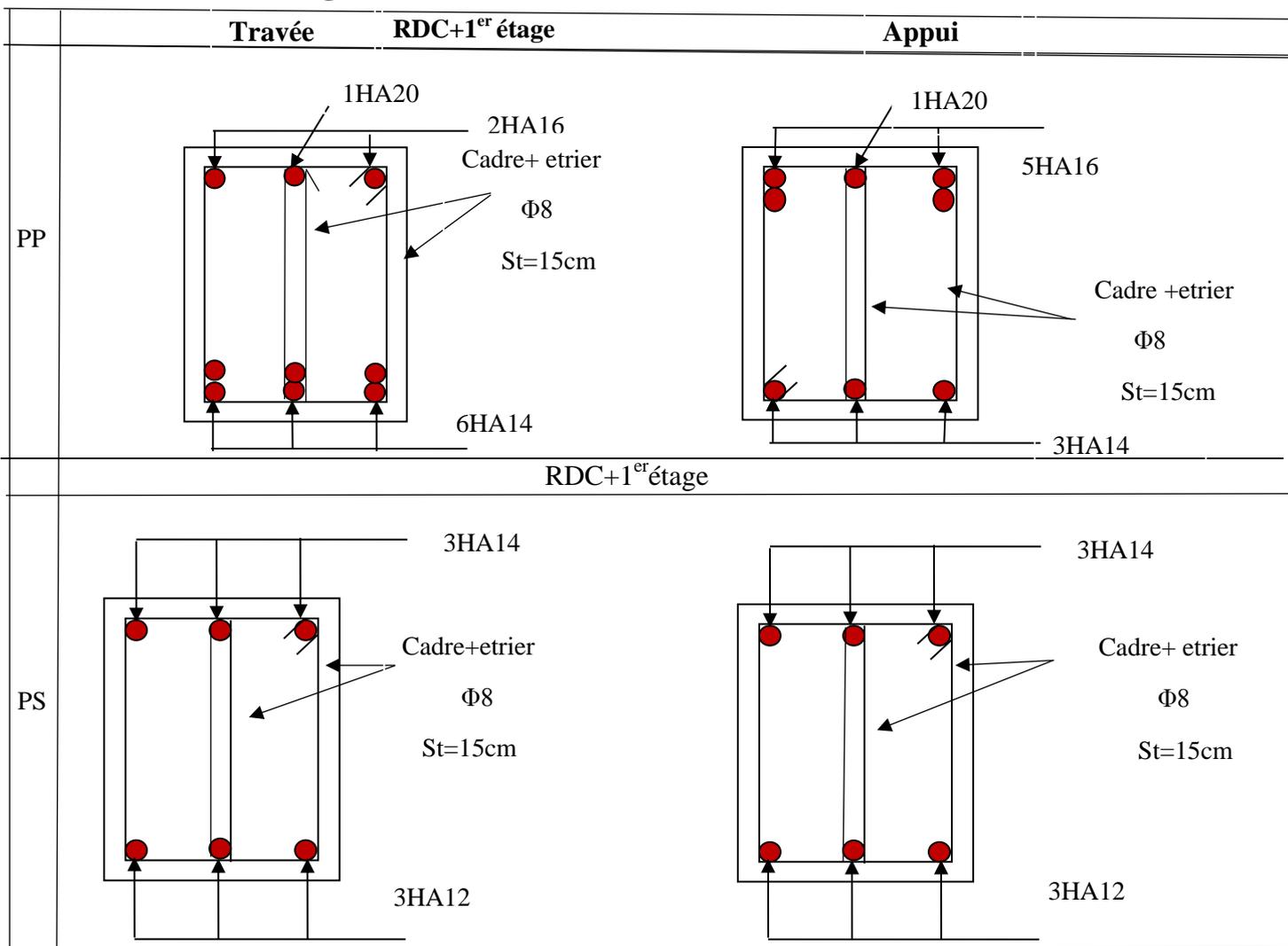
Niveau	Plan	MN	MS	MN+MS	MW =Me	1.25 (M _W +M _E)	Obs
RDC	Pp	695.836	695.836	1391.672	165.24	413.1	vérifiée
+Etag1	Ps	695.836	695.836	1391.672	50.6444	126.611	vérifiée
Etag2	Pp	557.371	557.371	1114.742	165.24	413.1	vérifiée
	Ps	557.371	557.371	1114.742	50.6444	126.611	
Etag3+4	Pp	557.371	557.371	1114.742	133.423	333.558	vérifiée
	Ps	557.371	557.371	1114.742	101.28	253.2	
Etag5	Pp	432.889	432.889	865.778	165.24	413.1	vérifiée
	Ps	432.889	432.889	865.778	101.28	253.2	
Etag6+7	Pp	432.889	432.889	865.778	165.24	413.1	vérifiée
	Ps	432.889	432.889	865.778	101.28	253.2	
Etag8+9	Pp	334.65	334.65	669.3	151.087	377.717	vérifiée
	Ps	334.65	334.65	669.3	101.28	253.2	

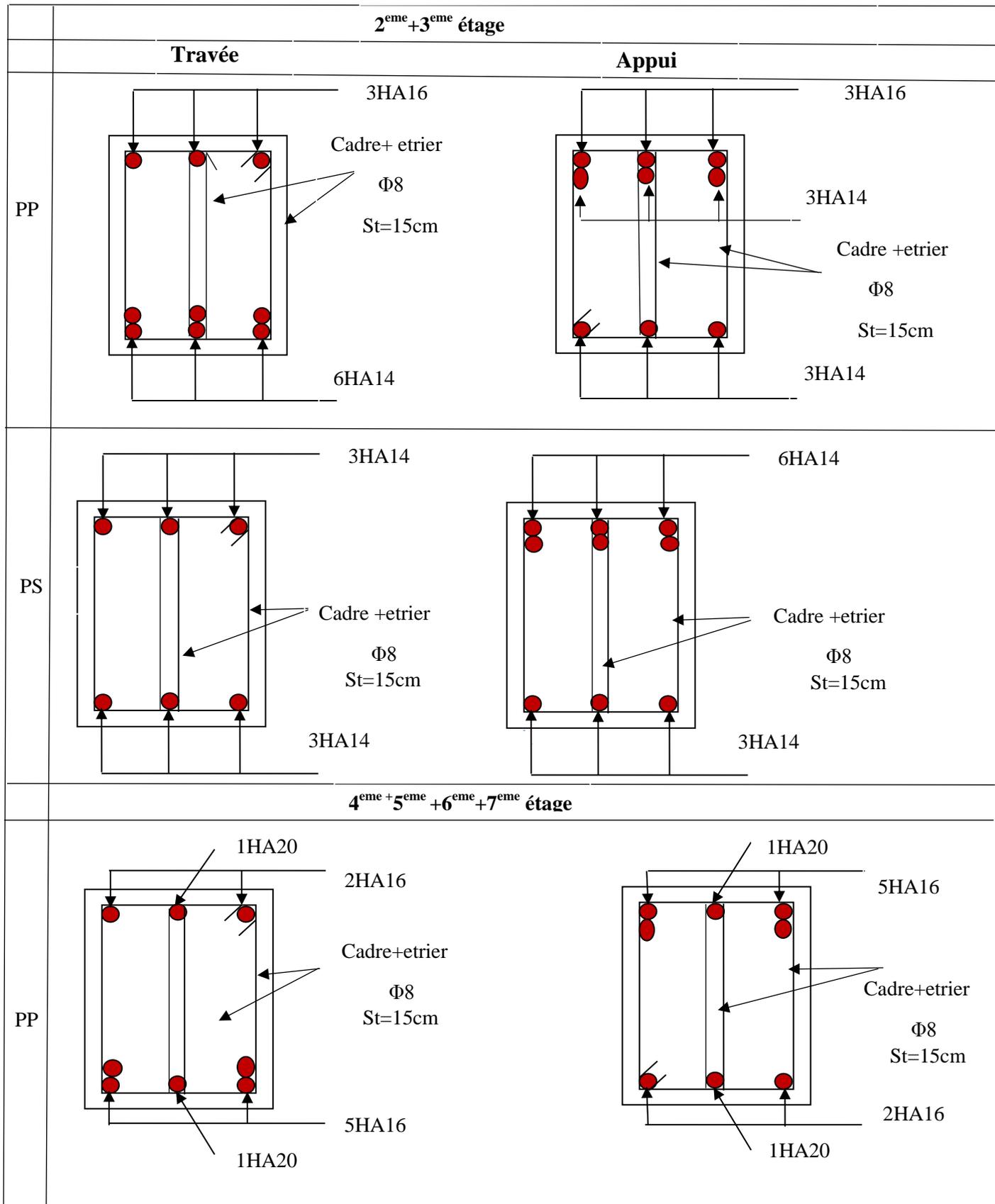
Tableau. IV.17.Vérification de la zone nodale.

Conclusion :

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

Schéma de ferrailage des Poutres :





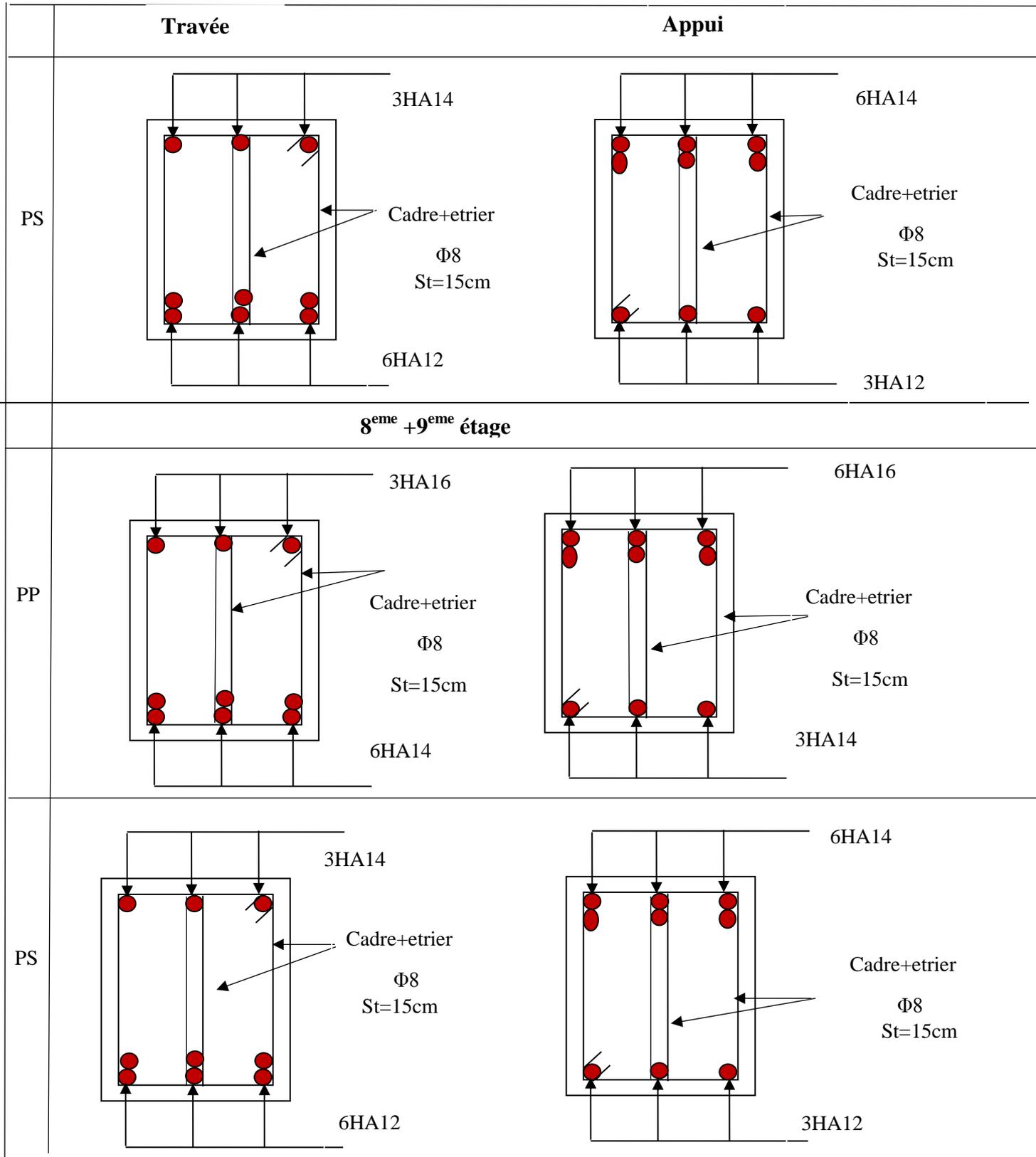


Figure IV.5. Les schéma de ferrailage des poutres pour les différents étages.

IV.4. Étude des voiles :**IV.4.1. Introduction :**

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa. Ils seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations les plus défavorables des combinaisons suivantes :

$$1). 1.35G + 1.5Q \qquad 2). G + Q \pm E \qquad 3). 0.8G \pm E$$

IV.4.2. Recommandations du RPA99 :

a)- Armatures verticales : Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- ✓ L'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b)- Les armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

c) Les armatures transversales

-Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0.15\% b \times h \dots \dots \dots \text{dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% b \times h \dots \dots \dots \text{dans la zone courante.}$$

- $\phi \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement : $S_t = \min(1.5 \times e; 30cm)$.

- Longueurs de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20φ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles.

IV.4.3. Calcul du ferrailage :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e x L) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- N_{max} → M correspondant.
- N_{min} → M correspondant.
- M_{max} → N correspondant.

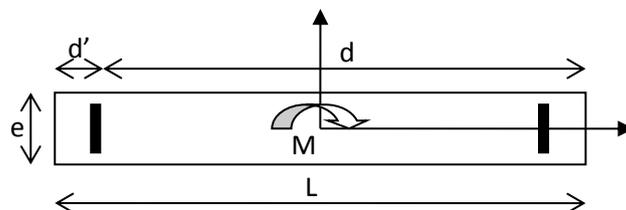


Fig. IV.6. Schéma d'un voile plein

$d = 0.9 L ; d' = 0.1 L ; A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times L \times e$

Armatures horizontales :

On fixe St et on calcul A_t avec la formule suivante :

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos\alpha + \sin\alpha)} \quad K=0 \text{ (pas reprise de bétonnage) ; } \alpha = 90^\circ$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm) \text{ et } \tau_u = \frac{1.4 \times v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa ; } A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times St$$

-Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Niveau	S-sol	1 ^{er}	2 ^{eme}	3 ^{eme}	4 ^{eme}	5 ^{eme}	6 ^{eme}	7 ^{eme}	8 ^{eme}	
	RDC	étage	étage	étage	étage	étage	étage	étage	étage	
Section (m ²)	e	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	
	h	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	
M(KN)		138.03	206.11	240.41	134.99	60.391	63.226	56.8125	119.2114	151.16
		14	11	36	38	7				12
N(KN)		144.42	104.30	16.797	-376.4	-268.3	-124.6	-13.5352	-0.8932	12.943
		14	05	9	695	852	267			2
section	SPC	SPC	SPC	SET	SET	SET	SPC	SPC	SPC	
V (KN)		63.154	49.923	203.36	221.00	132.16	126.04	102.8061	86.1117	107.49
		8	8	46	28	24	44			84
τ (MPa)	0.38	0.3	1.22	1.33	0.79	0.76	0.62	0.52	0.65	
τ̄ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5	5	
A _{v cal} (cm ²)	0.44	0	4.15	12.6	12.6	12.6	7.91	1.94	2.3	
A _{v min} (cm ²)	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	
A _{v adop} (cm ²)	12HA12	12HA12	12HA12	12HA12	12HA12	12HA12	10HA10	10HA8	10HA8	
S _t (cm)	15	15	15	15	15	15	18	18	18	
A _{h cal} (cm ²)	0.356	0.28	1.14	1.25	0.75	0.71	0.58	0.49	0.61	

A_{hmin} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_{h adop}$ (cm ²)	2HA8	2HA8	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau. IV.18.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	S-sol RDC	1 ^{er} étage	2 ^{eme} étage	3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage	8 ^{eme} étage
Section (m ²)	e	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
	h	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
M(KN)	21.884 3	11.1271	6.622	141.751	16.440 7	43.152 6	21.435	13.913 9	88.302
N(KN)	136.88 43	64.3161	95.795	41.2482	103.40 09	88.454 7	18.2284	-17.63 95	-102.0 073
V (KN)	28.355 7	28.3557	109.5956	111.486	77.191 9	63.389 9	46.5879	37.698 6	58.845 5
section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ (MPa)	0.196	0.196	0.76	0.77	0.53	0.438	0.32	0.26	0.41
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	0	0	0	2.14	0	0	0	0.48	2.96
$A_v min$ (cm ²)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
$A_v adop$ (cm ²)	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8
S_t (cm)	16	16	16	16	16	16	16	16	16
$A_{h cal}$ (cm ²)	0.18	0.18	0.71	0.72	0.49	0.4	0.3	0.24	0.38
A_{hmin} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_{h adop}$ (cm ²)	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20

TableauIV.19.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux

Niveau	3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage	8 ^{eme} étage
Section (m ²)	e	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
	h	3	3	3	3	3
M(KN)	1281.0148	863.6661	558.413	306.273	172.3082	123.4373
N(KN)	1433.286	-58.607	169.5802	145.9411	-12.5394	-64.1964
V(KN)	411.6917	467.6086	398.3128	316.3287	220.7831	117.6277

Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ (MPa)	1.3	1.47	1.26	1	0.31	0.37
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	15.15	8.175	3.59	0.78	0.29	1.86
$A_{v\ min}$ (cm ²)	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75
$A_{v\ adop}$ (cm ²)	20HA10	18HA8	16HA8	16HA8	16HA8	16HA8
S_t (cm)	16	18	20	20	20	20
$A_{h\ cal}$ (cm ²)	1.22	1.38	1.18	0.94	0.29	0.35
$A_{h\ min}$ (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_{h\ adop}$ (cm ²)	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau .IV.20.Sollicitations de calcul dans le voile Vy1 dans tous les niveaux.

Niveau		3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Section (m ²)	e	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
	h	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
M(KN)		259.9325	67.1227	24.3201	21.7129	25.9635	31.9001
N(KN)		906.0799	608.236	479.1766	379.6972	268.5078	171.9091
V (KN)		147.3799	51.4078	45.0412	37.9759	37.9879	40.9371
Section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ (MPa)		0.89	0.31	0.29	0.23	0.23	0.25
$\bar{\tau}$ (MPa)		5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)		0	0	0	0	0	0
$A_{v\ min}$ (cm²)		3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
$A_{v\ adop}$ (cm²)		10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8
S_t (cm)		18	18	18	18	18	18
$A_{h\ cal}$ (cm²)		0.83	0.29	0.27	0.22	0.22	0.23
$A_{h\ min}$ (cm²)		0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_{h\ adop}$ (cm²)		2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)		20	20	20	20	20	20

Tableau.IV.21.Sollicitations de calcul dans le voile Vy2 dans tous les niveaux.

Niveau		3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Section	e	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15

(m ²)	h	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
M(KN)		200.9395	2.3965	2.2907	2.9452	1.4879	86.7041
N(KN)		447.4928	339.6156	294.9018	279.3662	166.6298	100.8971
V (KN)		140.8163	110.0111	117.5235	109.504	95.7009	97.7408
Section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ (MPa)		1.14	0.89	0.95	0.89	0.78	0.79
$\bar{\tau}$ (MPa)		5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)		0	0	0	0	0	0.66
$A_{v\ min}$ (cm ²)		2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
$A_{v\ adop}$ (cm ²)		9HA8	9HA8	9HA8	9HA8	9HA8	9HA8
S_t (cm)		15	15	15	15	15	15
$A_{h\ cal}$ (cm ²)		1.07	0.83	0.89	0.83	0.73	0.74
$A_{h\ min}$ (cm ²)		0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_{h\ adop}$ (cm ²)		2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)		20	20	20	20	20	20

Tableau.V.22.Sollicitations de calcul dans le voile Vy3 dans tous les niveaux.

Niveau		3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage	
Section (m ²)	e	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
	h	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
M(KN)		131.4236	32.4352	50.9875	45.3923	118.3595	31.7357	94.6135
N(KN)		170.9445	550.3768	451.7032	320.8188	225.7422	202.5248	158.3679
V (KN)		151.0796	128.2732	127.9521	116.0908	106.8159	114.028	72.7492
Section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ (MPa)		1.23	1.04	1.03	0.93	0.87	0.93	0.59
$\bar{\tau}$ (MPa)		5	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)		0	6.66	0	0	0	0	0
$A_{v\ min}$ (cm ²)		2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
$A_{v\ adop}$ (cm ²)		9HA10	9HA10	9HA8	9HA8	9HA8	9HA8	9HA8
S_t (cm)		15	15	15	15	15	15	15
$A_{h\ cal}$ (cm ²)		1.15	0.98	0.97	0.87	0.82	0.87	0.55
$A_{h\ min}$ (cm ²)		0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_{h\ adop}$ (cm ²)		2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)		20	20	20	20	20	20	20

Tableau.IV.23.Sollicitations de calcul dans le voile Vy4 dans tous les niveaux.

Schéma de ferrailage de voile :

Sens x-x : Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC (V_{x1}) (0.15*1.6) comme exemple.

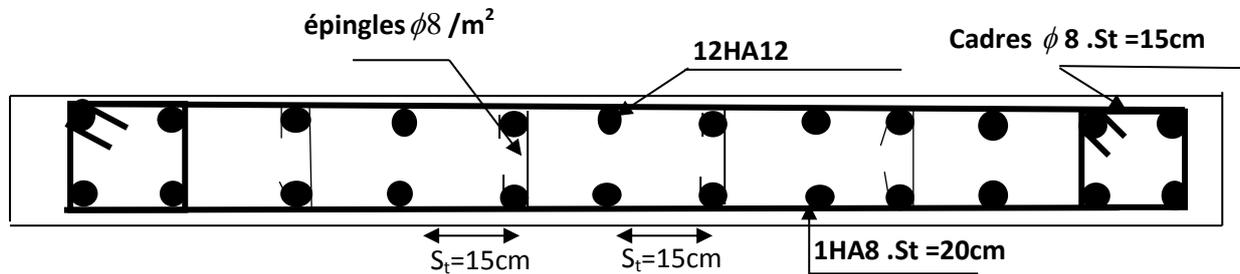


Figure IV.7. Schéma de ferrailage de voile (V_{x1})

Sens y-y :

Le schéma de ferrailage, du RDC (V_{y1}) (0.15*3) comme exemple.

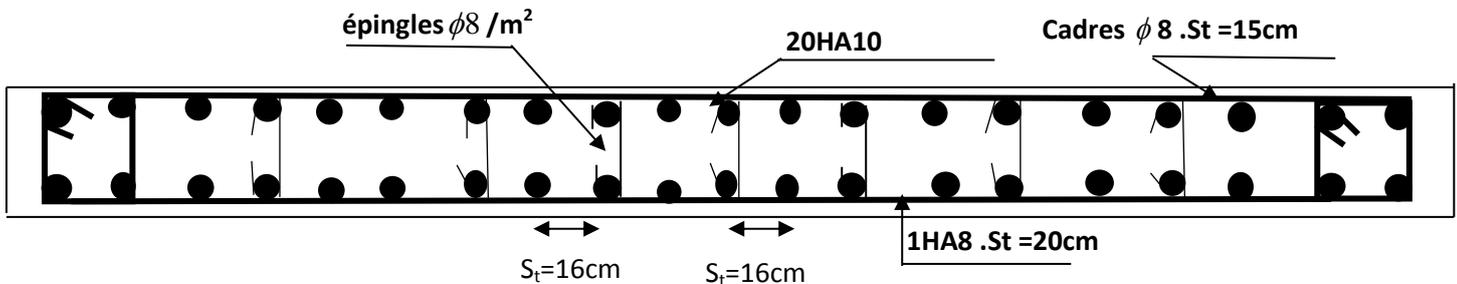


Figure IV.8. Schéma de ferrailage de voile (V_{y1})

Conclusion

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Les poteaux ont été calculés et ferrillés. Le ferrillage adopté est le maximum donné par le RPA. Il est noté que le ferrillage minimum de RPA est souvent plus important que celui calculé par le BAEL.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée avec les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS.

Donc tous les ferrillages adoptés respectent les recommandations de RPA et BAEL.

Chapitre V

Etude de l'infrastructure

V.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 \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

V.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.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport de sol on a :

- ✓ La contrainte admissible du sol $\sigma=2$ bars.
- ✓ L'ancrage minimal des fondations : $D=2$ m.
- ✓ La cohésion $C=28$ KN/m².
- ✓ $\gamma=19.2$ KN/m³.
- ✓ $\theta=20^\circ$.

V.3. Etude des fondations.

V.3.1. Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle calculée Obtenue par le logiciel ETABS 2016.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$$S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \quad \text{Avec : } S=B^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{2636.3691}{200}} = 3.63m$$

On prend $B=3.7m$

On a : $L_{min}=4.9m$

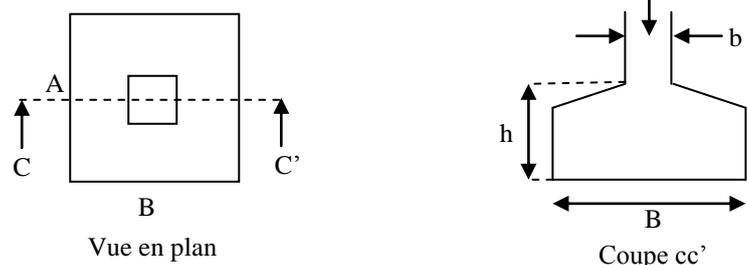


Fig V.1. Vue d'une semelle isolée

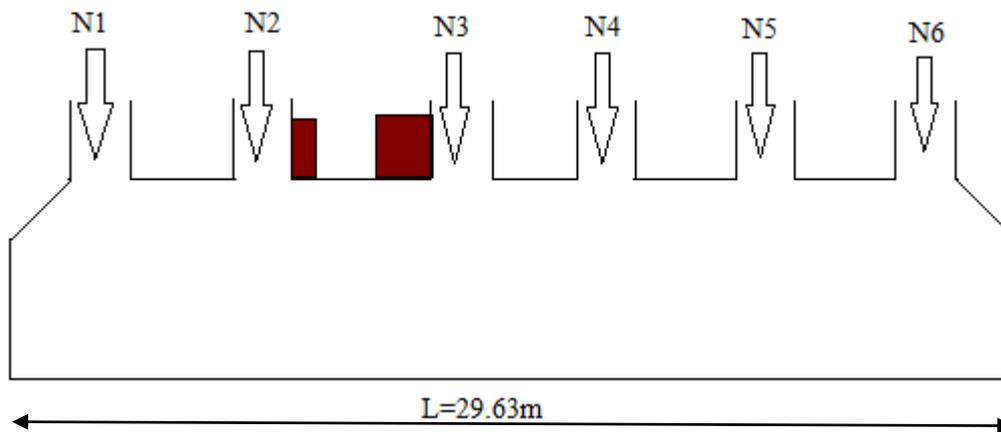
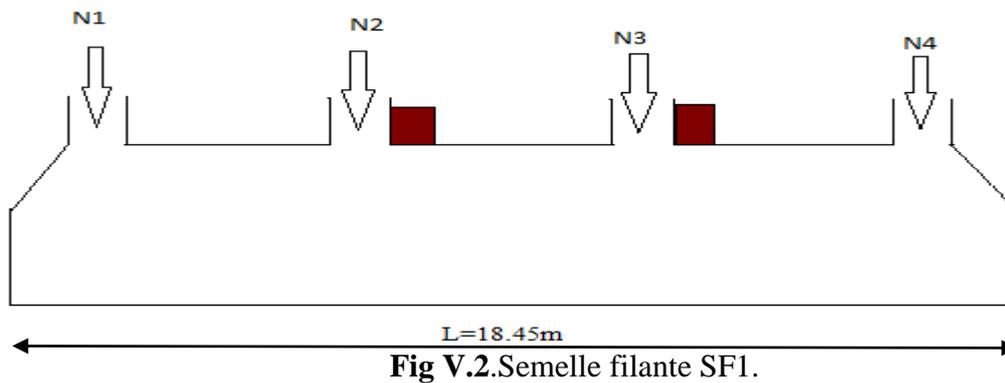
D'après le résultat on remarque qu'il y aura un chevauchement entre les semelles, car donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

V.3.2. Vérification des semelles filantes :

Nous allons faire le calcul de la semelle filante de largeur B et de longueur L,

La semelle filante (1) sous situé sous un portique de 4 poteaux.

Les autres semelles filante sous situé sous un portique de 6 poteaux.



On prend comme un exemple la semelle filante SF3

Avec : $N = \sum_{i=1}^6 = 7169.5465 \text{ KN}$ et $M=12.0452 \text{ KN.m}$ (N et M sont pris à l'ELS)

Remarque : Afin de prendre en compte les divers poids des couches de terres sur la semelle filante ainsi que son poids propre, on majore l'effort de 20%, soit un ratio moyen déterminé compte tenu des calculs développés manuellement.

$$N_s = 1.2 N = 8603.4558 \text{ KN}$$

A partir du modèle de Meyerhof

$$B \geq \frac{1.2 \times N}{(L-2e) \times \bar{\sigma}_{sol}} \text{ avec } e = \frac{M}{N} = \frac{12.0452}{7169.5465} \Rightarrow e = 0.00168m$$

$$B \geq \frac{8603.4558}{(29.63 - 2 \times 0.00168) \times 200} = 1.45m$$

On prend **B = 1.7 m**

On remarque qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles en tenant compte des entres axes des poteaux, donc on opte pour des semelles filantes.

Les résultats de dimensionnement des autres semelles filantes sont résumés dans le tableau suivant :

Semelle	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5
N (KN)	2163.3403	5212.294	7169.5465	7023.3655	2190.201
M (KN.m)	46.0514	20.076	12.0452	22.9241	75.9955
e (m)	0.021	0.00385	0.00168	0.00326	0.0347
B (m)	1	1.1	1.7	1.5	1

Tableau V.1. Dimensionnement des différentes semelles filantes

V. 3.2.1 Dimensionnement de la poutre de libage

on a un poteau de dimension : $b = 65 \text{ cm}$ donc $b_0 = b + 10 \text{ cm} = 75 \text{ cm}$

$$\frac{L_{\max}}{9} < h_0 < \frac{L_{\max}}{6} \rightarrow \frac{5.84}{9} = 0.6488 < h_0 < \frac{5.84}{6} = 0.9733$$

on prend $h_0 = 0.8 \text{ m}$

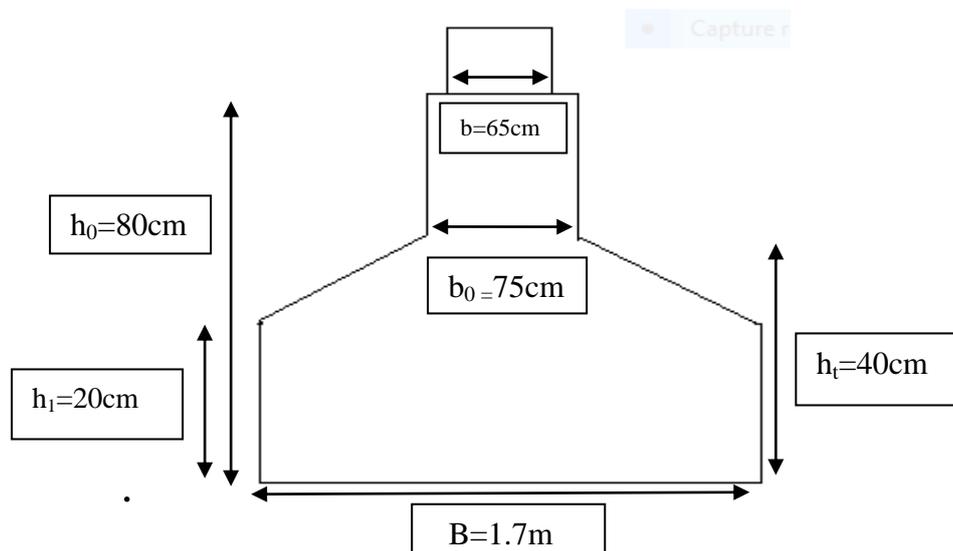


Figure VI.4 Coupe transversale d'une semelle filante

• Hauteur totale de la semelle filante (h_t)

$$d > \frac{B - b}{4} = \frac{1.7 - 0.65}{4} = 0.2625$$

$$h_t > d + 0.05 = 0.2625 + 0.05 = 0.3125 \text{ m}$$

On prend : $h_t = 0.4 \text{ m}$

• Hauteur du glacis

$$\begin{cases} h_1 \geq 15 \text{ cm} \\ h_1 \geq 6\phi_1 + 6 \text{ cm} = 12 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{On prend } h_1 = 20 \text{ cm}$$

Avec

B : largeur de la semelle filante

h_t : hauteur totale de la semelle filante

b_0 : largeur de la poutre de libage

h_0 : hauteur de la poutre de libage

h_1 : hauteur du glacis

semelle	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5
h_t (m)	0.2	0.2	0.4	0.3	0.2
d (m)	0.15	0.15	0.35	0.25	0.15

Tableau V.2. la hauteur total des semelles.

V. 3.2.2. Calcul de l'effort sollicitant la semelle filante (SF3) à l'ELU

$$q_{ref} = \frac{1.2 \times Nu}{B \times (L - 2 \times e)} \longrightarrow \frac{1.2 \times 9939.1567}{1.7 \times (29.63 - 2 \times e)} = 236.809 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = q_{ref} \times B = 236.809 \times 1.7 = 402.5753 \text{ KN/ml}$$

P_u représenter la réaction linéique du sol sous la semelle filante dont les effets de flexion sont supportés par la poutre de rigidité (Libage)

V.3.4.1. Ferrailage transversal de la semelle(SF3)

$$A_u \geq \frac{P_u \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_a} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_a = 3480 \text{ bar, } d = 35 \text{ cm, } b = 65 \text{ cm.}$$

$$A_u \geq \frac{4025.753 \times (1.7 - 0.65)}{8 \times 0.35 \times 348} = 4.34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 4HA12 = 4.52 cm².

• Aciers de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{3} = \frac{4.52}{3} = 1.51 \text{ cm}^2 \quad \text{choix : 3HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Les autres résultats des efforts sollicitant et le ferrailage des semelles filantes sont résumés dans le tableau suivant :

Semelle	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5
N (KN)	2972.3	7206.4122	9939.1567	9727.7389	3013.0062
M (KN.m)	63.609	27.7705	16.7205	1.6998	105.325
e (m)	0.0214	0.00385	0.00168	0.00326	0.0349
q_{ref} (KN/m ²)	193.769	265.393	236.809	262.703	122.313
P_u (KN/ml)	193.769	291.9323	402.5753	394.0545	122.313
A_{cal} (cm ²)	1.63	3.15	4.34	3.21	1.13
Le choix	3HA12=3.39	3HA12=3.39	4HA12=4.52	3HA12=3.39	3HA12=3.39
A_{rep} (cm ²)	1.13	1.13	1.51	1.13	1.13

Le choix	3HA8=1.51	3HA8=1.51	3HA8=1.51	3HA8=1.51	3HA8=1.51
----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------

Tableau V.3. Les efforts et le ferrailage des différentes semelles filantes à l'ELU

V.3.2.3. Dimensionnement et calcul des semelles sous voiles dans le sens x-x

Pour les voiles dans le sens x-x dont une partie sort des limites des semelles filantes disposées dans le sens y-y on dimensionnera des semelles sous voile avec un débord de 0.6m.

Soit le voile $V_{x1}=1.6m$, avec

$$N = 372.2618 \text{ KN} ; M = 25.6584 \text{ KN.m} ; e = 0.068m$$

$$B \geq \frac{1.2 \times N}{(L-2e) \times \bar{\sigma}_{sol}} \rightarrow B \geq \frac{1.2 \times 372.2618}{(2.2 - (2 \times 0.068)) \times 200} = 1.082m$$

On prend $B = 1.1m$.

V.3.2.3.1. Ferrailage

$$q_{ref} = \frac{614.274}{1.1(2.2 - (2 \times 0.068))} = 270.558 \text{ KN} / m^2.$$

$$P_u = q_{ref} \times B = 297.614 \text{ KN/ml.}$$

$$A_u \geq \frac{P_u \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_a} = \frac{2976.14 \times (1.1 - 0.15)}{8 \times 0.15 \times 348} = 6.77 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Choix : 6HA12 = 6.79 cm²/ml.

• Aciers de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{3} = \frac{6.79}{3} = 2.26 \text{ cm}^2 \text{ Choix : 6HA8} = 3.02 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

V.3.2.3.2. Vérification de la rigidité flexionnelle de la semelle

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E_c \times I_{xx}}{K_z \times B}}$$

avec : $E_c = 32 \times 10^6$, $B = 1.7m$, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32 \times 10^6 \times 0.1637}{4 \times 10^4 \times 1.7}} = 4.189m$$

$$L_{max} < \frac{\pi \times l_e}{2} + b = \frac{3.14 \times 4.189}{2} + 0.65 = 7.22m$$

$$\Rightarrow L_{max} = 5.84m < 7.22m$$

La semelle est donc rigide et la distribution des contraintes au contact du sol.

V.3. 2.4. Calcul des sollicitations des poutres de libage

Les résultats sont obtenus après modélisation sur ETABS

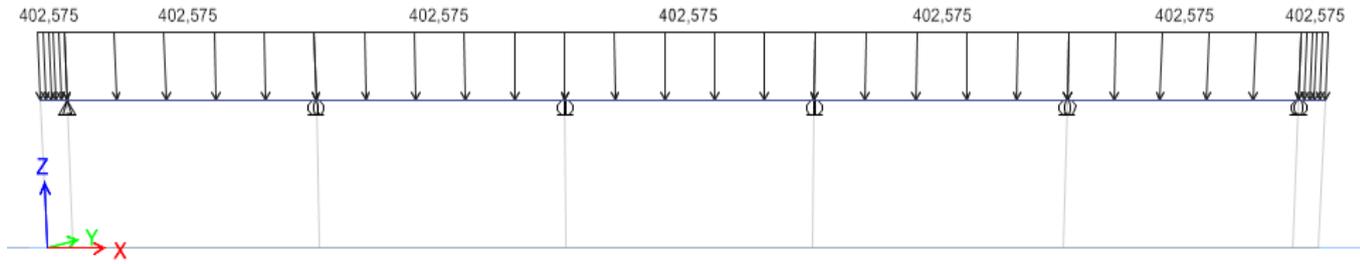


Figure V.5. Schéma statique de la poutre de libage

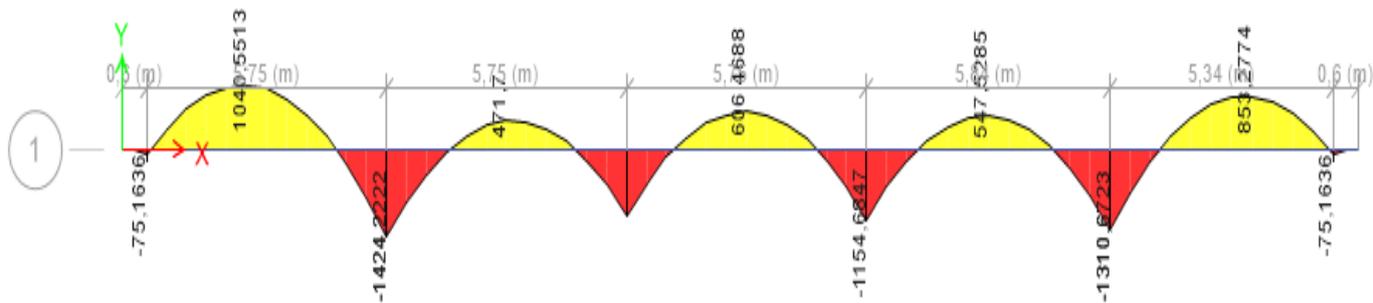


Figure V.6. Diagramme des moments dans la poutre de libage à l'ELU.

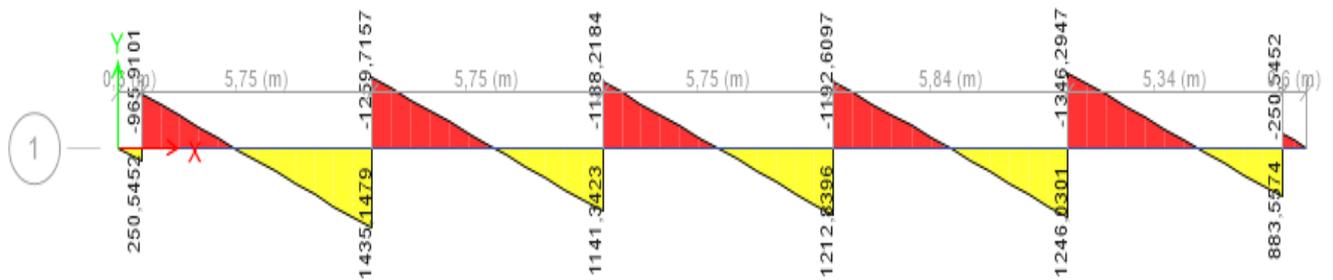


Figure V.7. Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de libage à l'ELU.

Les résultats des moments maximaux et effort tranchant maximal dans la SF3 sont :

$$M_a = 1424.2222 \text{ KN.m} ; M_t = 1040.5513 \text{ KN.m} ; V_u = 1435.1479 \text{ KN.}$$

V. 3.2.4.1. Calcul du ferrailage

V. 3.2.4.1.1. Calcul de ferrailage longitudinal.

A) Ferrailage de la partie inférieure

On a : $f_{c28} = 250 \text{ bar}$, $F_e = 4000 \text{ bar}$, $f_{bu} = 142 \text{ bar (ELU)}$, $\sigma_a = 3480 \text{ bar}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.238$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.345$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.6466m$$

$$A_{cal} = \frac{M_{max}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_{cal} = 63.29cm^2.$$

B) Ferrailage de la partie supérieure

On a : $f_{c28} = 250 \text{ bar}$, $F_e = 4000 \text{ bar}$, $f_{bu} = 142 \text{ bar (ELU)}$, $\sigma_a = 3480 \text{ bar}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.174$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.024$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.678m$$

$$A_{cal} = \frac{M_{max}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_{cal} = 44.1cm^2.$$

V. 3.2.4.1.2. Calcul de ferrailage transversal.

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{1435.1479 \times 10^2}{75 \times 75} = 25.51 \text{ bar}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t^{\min} \quad \text{:Diametre minimal des armatures longitudinales}$$

$$\phi_t \leq \min\left(10; \frac{800}{35}; \frac{750}{10}\right) \Rightarrow \phi_t^{\min} \leq [10; 22.85; 75] \Rightarrow \phi_t = 10mm.$$

Les espacement

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi^{\min}\right); St \leq 12cm \Rightarrow St = 10cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$St \leq \left(\frac{h}{2}\right); St \leq 40cm \Rightarrow St = 30cm \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} = \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0.3f_{tk})}{0.9 \times f_e} = \frac{1.15 \times (25.51 - 6.3)}{0.9 \times 4000} = 6.13 \times 10^{-3}$$

avec, $f_{tk} = 21 \text{ bar} \Rightarrow A_t = 4.6cm^2$

donc soit $A_t = 6HA10 = 6.79cm^2$

Les armatures de peau

En vertu des prescriptions du CBA-93, on prend $2HA12 = 2.26cm^2$

Les resultats de calcul des semelles à l'ELU sont récapitulés dans le tableau suivant

les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Semelle	B	h ₁ (m)	h _t (m)	L (m)	h _p (m)	Ferrailage transversal (cm ²)		Ferrailage de la poutre de libage (cm ²)		
						A ^{trans}	A ^{transR}	A ^{sup}	A ^{inf}	A ^t
SF1	1	0.2	0.2	18.45	0.8	1.63	1.13	21.46	27.68	4.6
SF2	1.1	0.2	0.2	29.63	0.8	3.15	1.13	28.54	40.12	4.6
SF3	1.7	0.2	0.4	29.63	0.8	4.34	1.51	44.1	63.29	4.6
SF4	1.5	0.2	0.3	29.63	0.8	3.21	1.13	43.08	62.72	4.6
SF5	1	0.2	0.2	29.63	0.8	1.030	1.13	13.5	18.7	4.6

Tableau V.4. Résultats de ferrailage à l'ELU des différentes semelles filantes.

- Le même travail sera effectué pour le ferrailage des différentes semelles filantes à l'ELA, les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Semelle	B	h ₁ (m)	h _t (m)	L (m)	h _p (m)	Ferrailage transversal (cm ²)		Ferrailage de la poutre de libage (cm ²)		
						A ^{trans}	A ^{transR}	A ^{sup}	A ^{inf}	A ^t
SF1	1	0.2	0.2	18.45	0.8	1.72	1.13	19.42	25.06	4.6
SF2	1.1	0.2	0.2	29.63	0.8	2.4	1.13	20.61	28.65	4.6
SF3	1.7	0.2	0.4	29.63	0.8	3.31	1.13	28.29	39.61	4.6
SF4	1.5	0.2	0.3	29.63	0.8	3.61	1.13	27.29	38.17	4.6
SF5	1	0.2	0.2	29.63	0.8	1.65	1.13	18.22	25.27	4.6

Tableau V.5. Résultats de ferrailage à l'ELA des différentes semelles filantes.

Choix: On prend le plus défavorable entre l'ELU et l'ELA.

Semelle	A _{Sup P.L} (cm ²)	A _{Inf P.L} (cm ²)	A _{trans semelle} (cm ²)	A _{transRep} (cm ²)
SF1	5HA20+5HA14=23.41	8HA20+2HA16=29.15	3HA12=3.39	6HA8=3.02
SF2	8HA20+2HA16=29.15	5HA25+5HA20=40.25	4HA14=4.52	6HA8=3.02
SF3	8HA25+2HA20=45.55	5HA32+5HA25=64.75	4HA12=4.52	6HA8=3.02
SF4	7HA25+3HA20=43.78	5HA32+5HA25=64.75	4HA12=4.52	6HA8=3.02
SF5	10HA16=20.11	5HA20+5HA15=25.76	3HA12=3.39	6HA8=3.02

Tableau V.6. Choix de ferrailage des différentes semelles filantes.

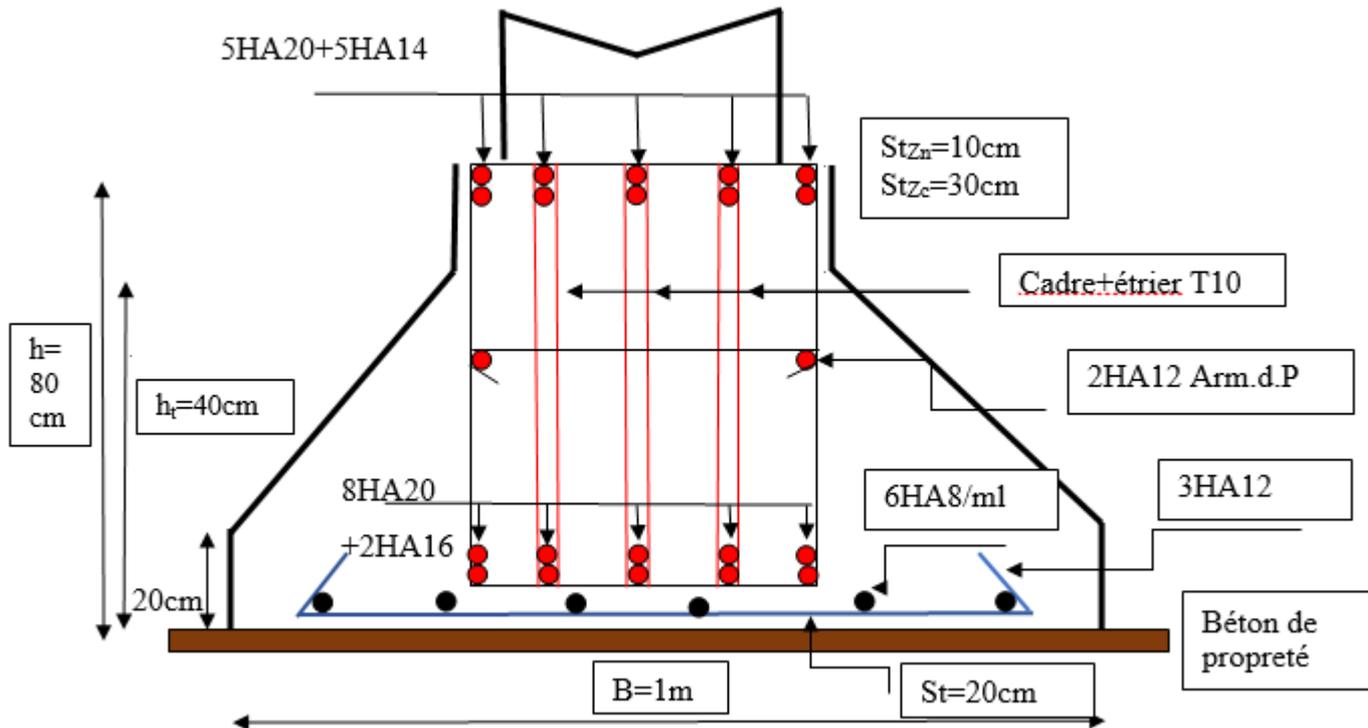


Figure V.8.Exemple de schéma de ferrailage de la semelle filante (SF1).

V.3.2.5. Les longrines

V.3.2.5.1. Pré dimensionnement des longrines

Les longrines ont des formes de poutre reliant les différentes semelles filantes, de section $b \times h$, situées au niveau de l'infrastructure.

D'après Art 10.1.1.b RPA 99/2003, exige les conditions suivantes

- Les points d'appuis doivent être solidarités, par un réseau bidirectionnel de longrines, pour s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.
- Les dimensions minimales de la section transversale des longrines en site S3 sont : $25 \times 30 \text{ cm}^2$.

• Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction, sous l'action d'une force égale à $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$ avec N: Force égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarités.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

- Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm; $15\phi_1$).

La hauteur (h) des longrines est définie par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots \dots \dots \text{RPA99V2003}$$

Avec : L_{\max} : longueur maximale entre axes des longrines ; $L_{\max}=5.84\text{m}$

$$\frac{584}{15} \leq h \leq \frac{584}{10} \Rightarrow 38.93 \leq h \leq 58.4 \Rightarrow \text{Soit : } h = 45\text{cm}, b = 30\text{cm}.$$

V.3.2.5.2. Vérification

Nous avons $N_u=4032.85\text{KN}$, et $N_s=2636.3691\text{KN}$ d'après le RPA on a :
en zone II, site S3 $\Rightarrow \alpha=12$

$$F_u = \frac{4032.85}{12} = 336.07\text{KN} \quad \text{D'ou : } F > 20\text{KN}.$$

$$F_s = \frac{2636.3691}{12} = 219.697\text{KN} \quad \text{D'ou : } F > 20\text{KN}.$$

V.3.2.5.3.Ferraillage

A) Armatures longitudinales

$$A_u = \frac{F_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0.33607 \times 1.15}{400} = 9.66\text{cm}^2.$$

$$A_s = \frac{F_s}{\sigma_s} = \frac{0.219697 \times 1.15}{400} = 6.316\text{cm}^2.$$

On a choisi une section de : $(30 \times 45)\text{cm}^2 \Rightarrow A_{\min}=0.6\% \text{ b} \times \text{h}=0.6\% (30 \times 45)=8.1\text{cm}^2$

Choix : 6HA14=9.24cm².

B) Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(10; \frac{450}{35}; \frac{300}{10}\right) \Rightarrow \phi_t^{\min} \leq [10; 12.85; 30] \Rightarrow \phi_t \leq 10 \Rightarrow \phi_t = 8\text{mm}$$

$S_t \leq \min(20\text{ cm}, 15\phi) \rightarrow$ On choisit un cadre et une épingle $\emptyset 8$, pour un espacement de 15cm.

Schéma de ferraillage

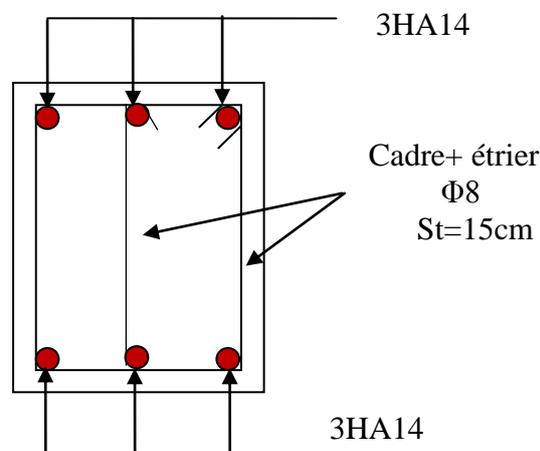


Figure. V.9.Schéma de ferraillage de la longrine

V.4. Voile périphérique :

V.4.1. 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.

V.4.2. Dimensionnement des voiles :

La hauteur : $h=3.91\text{m}$ La longueur : $L=5.75\text{m}$ L'épaisseur : $e=20\text{cm}$

V.4.3. Caractéristiques du sol

On a : $\gamma_h=19.2\text{KN/m}^3$; $\theta=20^\circ$; $c=28\text{KN/m}^2$.

V.4.4. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

La poussée des terres : $G=h \times \gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right) = 2.1\text{KN/m}^2$

Surcharge accidentelle : $q=10\text{KN/m}^2 \Rightarrow Q=q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right) \Rightarrow Q=4.9\text{KN/ml}$.

V.4.5. 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 fondation

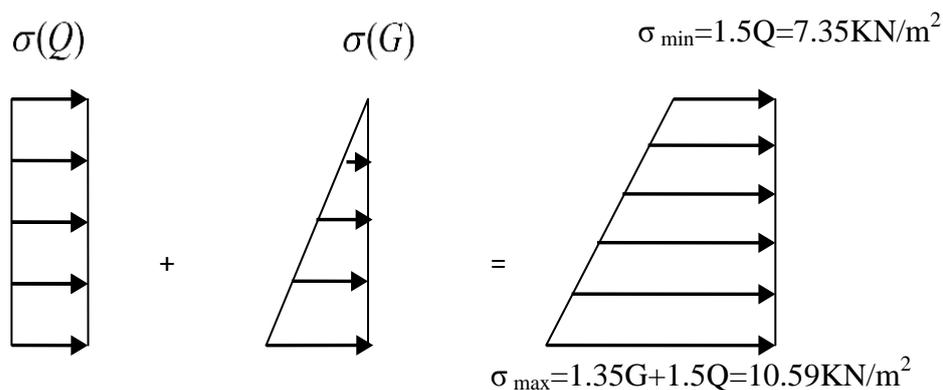


Fig.V.10. Répartition des contraintes sur le voile

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 9.78\text{KN/m}^2$$

$$qu = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 9.78\text{KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.91\text{ m} \quad b = 100\text{ cm} \quad L_y = 5.75\text{m} \quad e = 20\text{cm}$$

$P=L_x/L_y=0.68>0.4=<$ la panneau travail dans les deux sens

$$\begin{cases} U_x=0.0719 \\ U_y=0.4034 \end{cases} \begin{cases} M_{0x}=10.75\text{KN.m} \\ M_{0y}=4.34\text{KN.m} \end{cases} \begin{cases} M_{tx}=0.85M_{0x}=9.138\text{KN.m} \\ M_{ty}=0.85M_{0y}=3.689\text{KN.m} \end{cases} \quad (\text{Annexe 1})$$

Moment en appui : $M_{ax}=M_{ay}=0.5*M_{0x}=5.375\text{KN.m}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
x-x	En travée	3.689	0.0089	0.011	0.169	0.63	1.86	4HA10=3.14
y-y	En travée	9.138	0.022	0.028	0.168	1.56	1.6	4HA10=3.14
x-y	En appui	5.375	0.013	0.016	0.168	0.919	1.6	4HA10=3.14

Tableau.V.7. Ferrailage du voile périphérique.

Espacements

$$St \leq \min(2 \times e ; 25\text{cm}) \longrightarrow St=25\text{cm}$$

V.4.6.Vérifications :

- Effort tranchant :**

$$\tau = \frac{v_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = 2.5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration nuisible})$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 15.75\text{MN.}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 4.95\text{KN.}$$

$$\tau_{ux} = \frac{15.75 * 10^{-3}}{1 * 0.17} = 0.093\text{MPa} < 2.5\text{MPa.}$$

$$\tau_{uy} = \frac{4.95 * 10^{-3}}{1 * 0.17} = 0.029\text{MPa} < 2.5\text{MPa.}$$

Vérification à l'ELS :

$$\begin{cases} \sigma_{\max}=G+Q=7.31\text{KN/m}^2 \\ \sigma_{\min}=Q=4.9\text{KN/m}^2 \\ \sigma_{\text{moy}}=6.71\text{KN/m}^2 \\ q_s=6.71\text{KN/ml} \end{cases}$$

On a :

$$\begin{cases} U_x=0.0767 \\ U_y=0.5584 \end{cases} \begin{cases} M_{0x}=7.868\text{KN.m} \\ M_{0y}=4.39\text{KN.m} \end{cases} \begin{cases} M_{tx}=0.85M_{0x}=6.688\text{KN.m} \\ M_{ty}=0.85M_{0y}=3.732\text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en appui :

$$M_{ax}=M_{ay}=0.5*M_{0x}=5.375\text{KN.m}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa. \quad \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant.

Sens		M _{ser} (KN.M)	Y (cm)	I (cm ²)	σ _{bc} <σ _b (MPa)	σ _s <σ _s (MPa)
x-x	En travée	3.732	3.56	10011.78	1.33<15	75.18<201.6
y-y	En travée	6.688	3.56	10011.78	2.38<15	134.67<201.6
x-y	En appui	3.934	3.56	10011.78	1.39<15	73.935<201.6

Tableau. V.8. Vérification des contraintes.

Schéma de ferrailage :

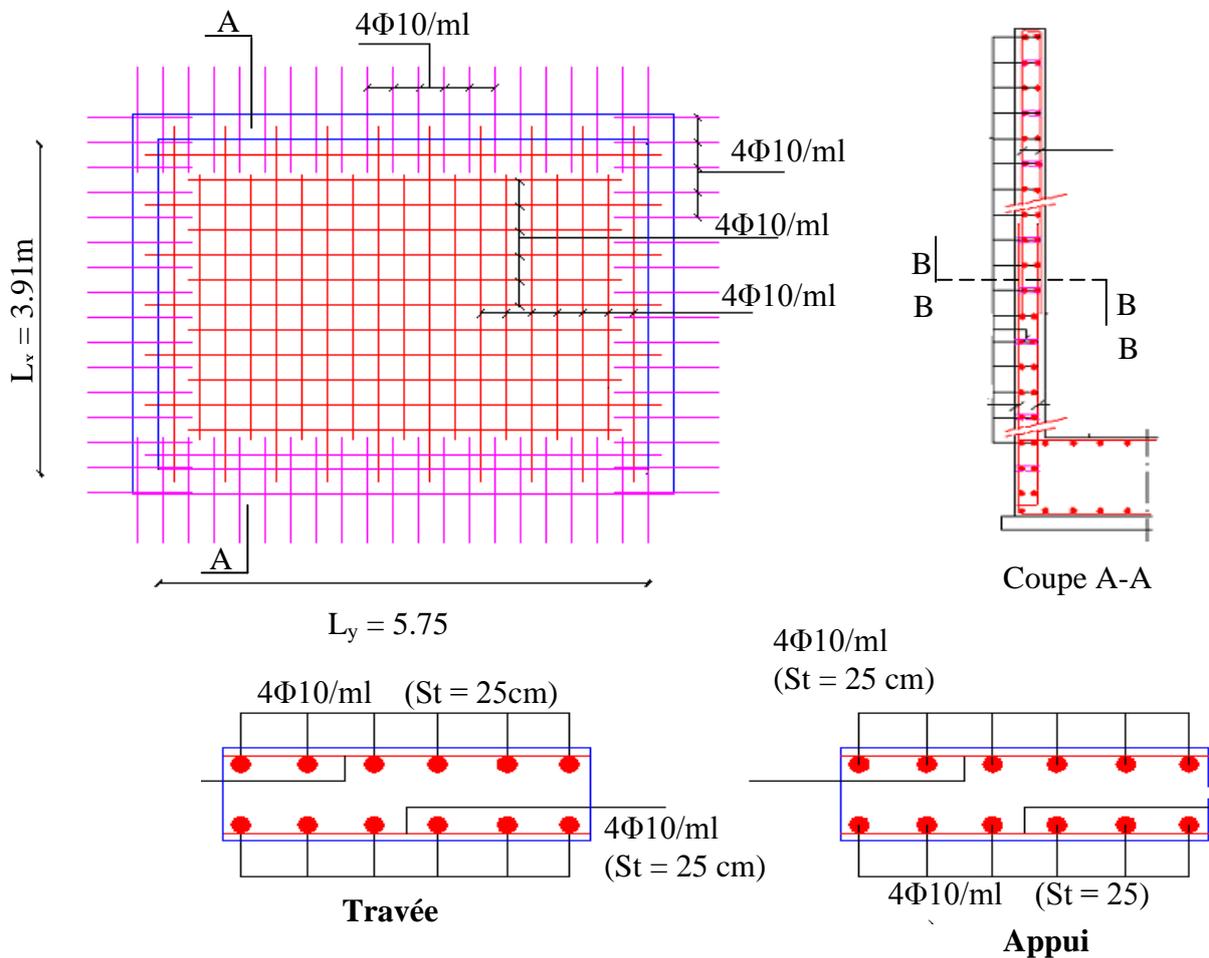


Fig.V.11. Schéma de ferrailage de voile périphérique

Conclusion générale

Conclusion générale

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.
- ✓ Tous les vérifications entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux
- ✓ La stabilité de la structure est d'assurer, avec la vérification des déplacements horizontaux entre étage, ainsi que l'effet $P-\Delta$.
- ✓ Les sections des poteaux choisies au chapitre pré dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- ✓ Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux avant les poutres, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales
- ✓ Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Enfin, l'utilisation du l'étabs 2016 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

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D. T. R), charges et surcharges

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de 3^{eme} année et master I et master II.
- Mémoires de fin d'études.

Outils informatiques

- ✓ Logiciel Etabs2016
- ✓ Logiciel AUTO-CADE
- ✓ Logiciel Excel
- ✓ Logiciel Word

Annexe

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
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 $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.8$$

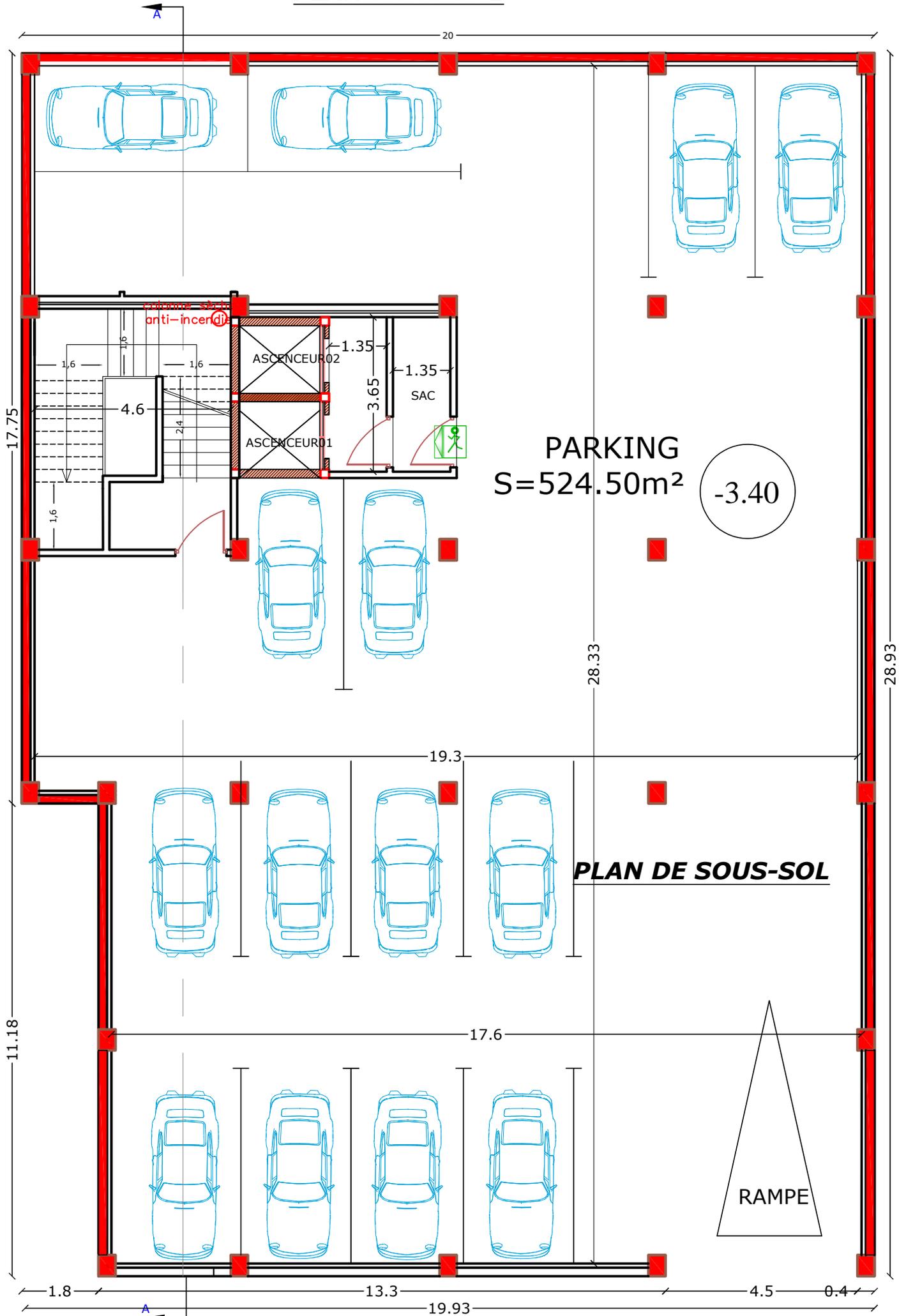
		u/lx											
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M ₁	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092	
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090	
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088	
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085	
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080	
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075	
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068	
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064	
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058	
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053	
	1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
Valeur de M ₂	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093	
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073	
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055	
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040	
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031	
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024	
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019	
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015	
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013	
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010	
	1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

Annexe 3

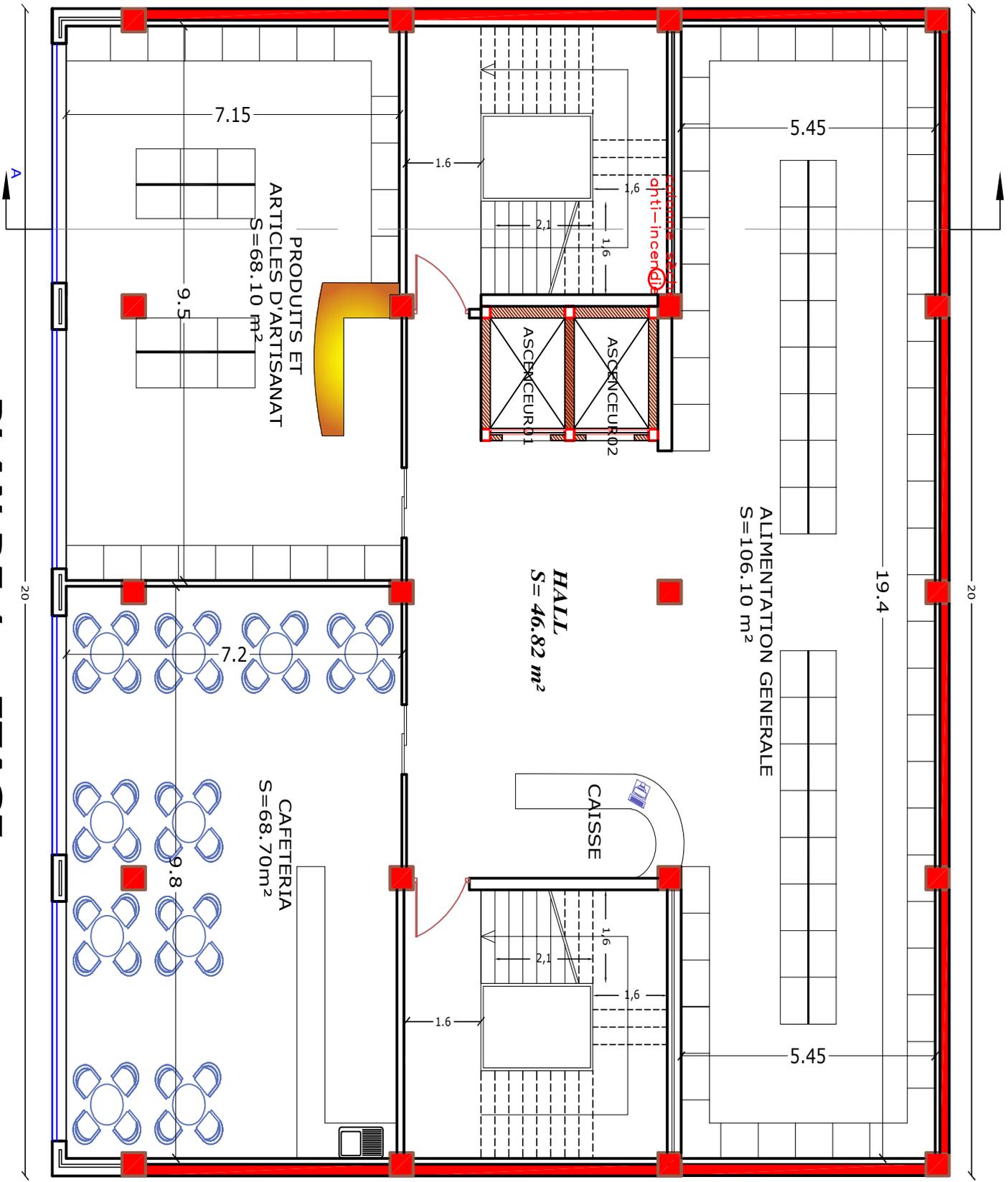
Tableau des Armatures
(en Cm^2)

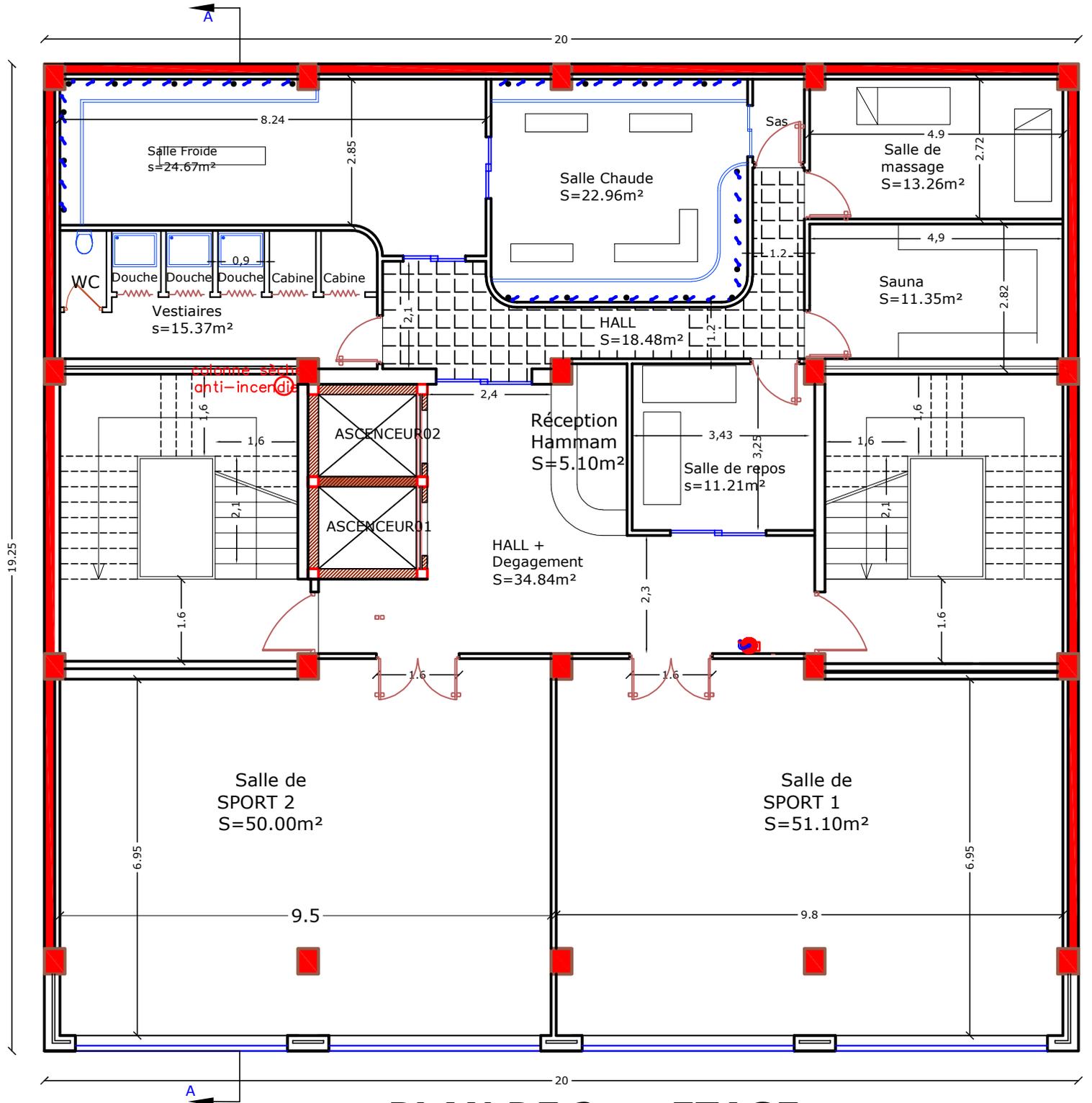
ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

PLAN SOUS SOL

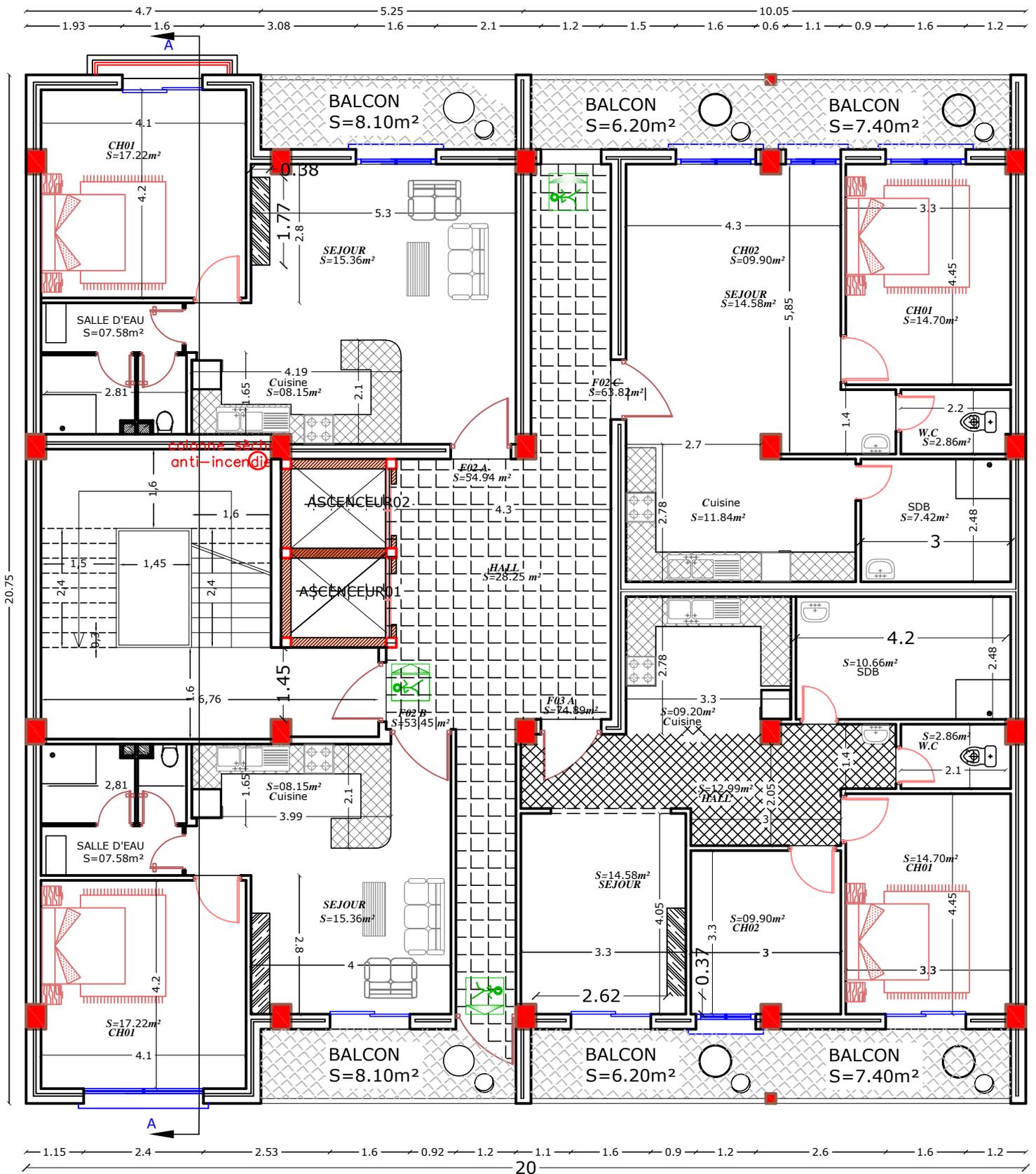


PLAN DE 1er ETAGE

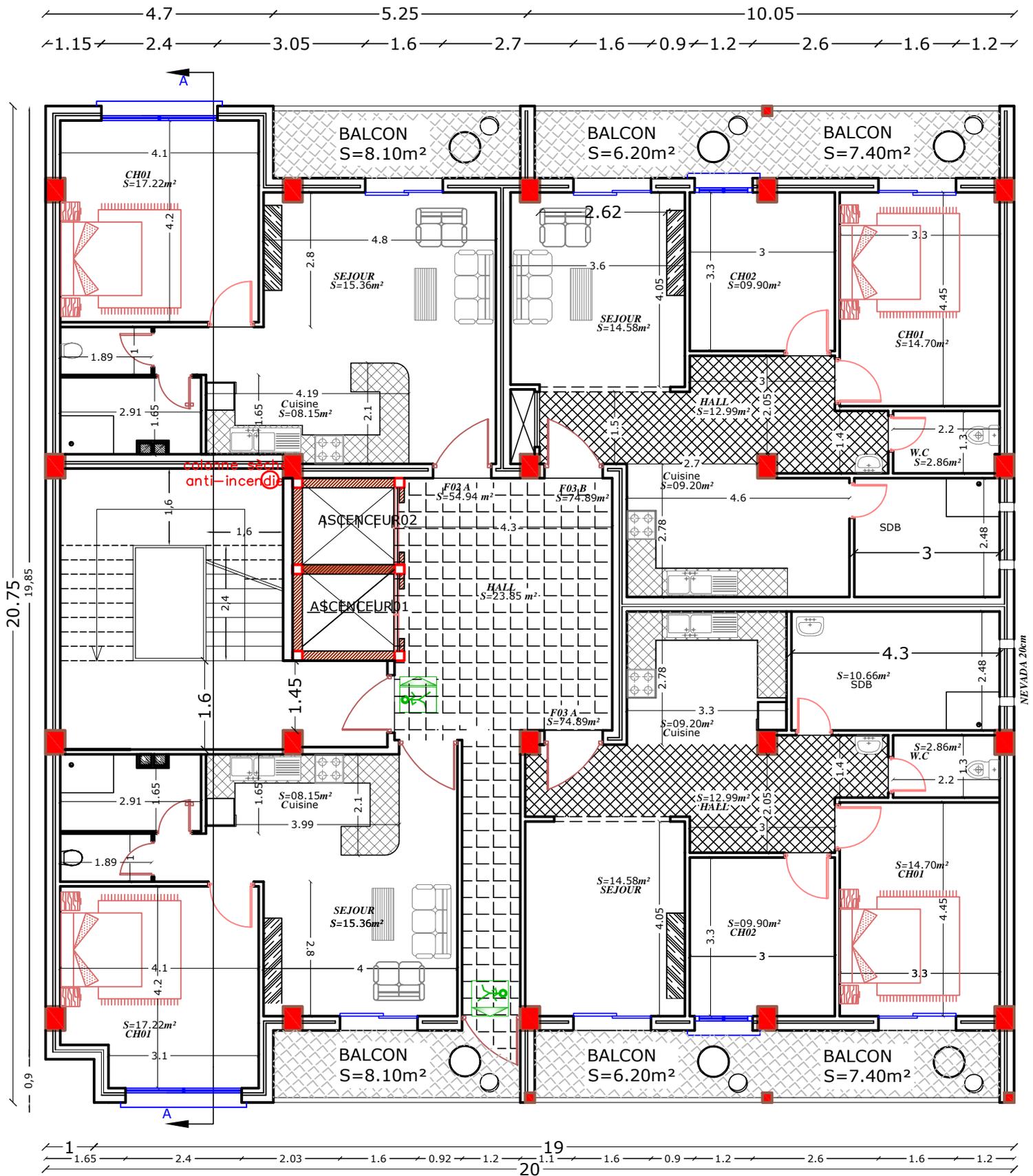




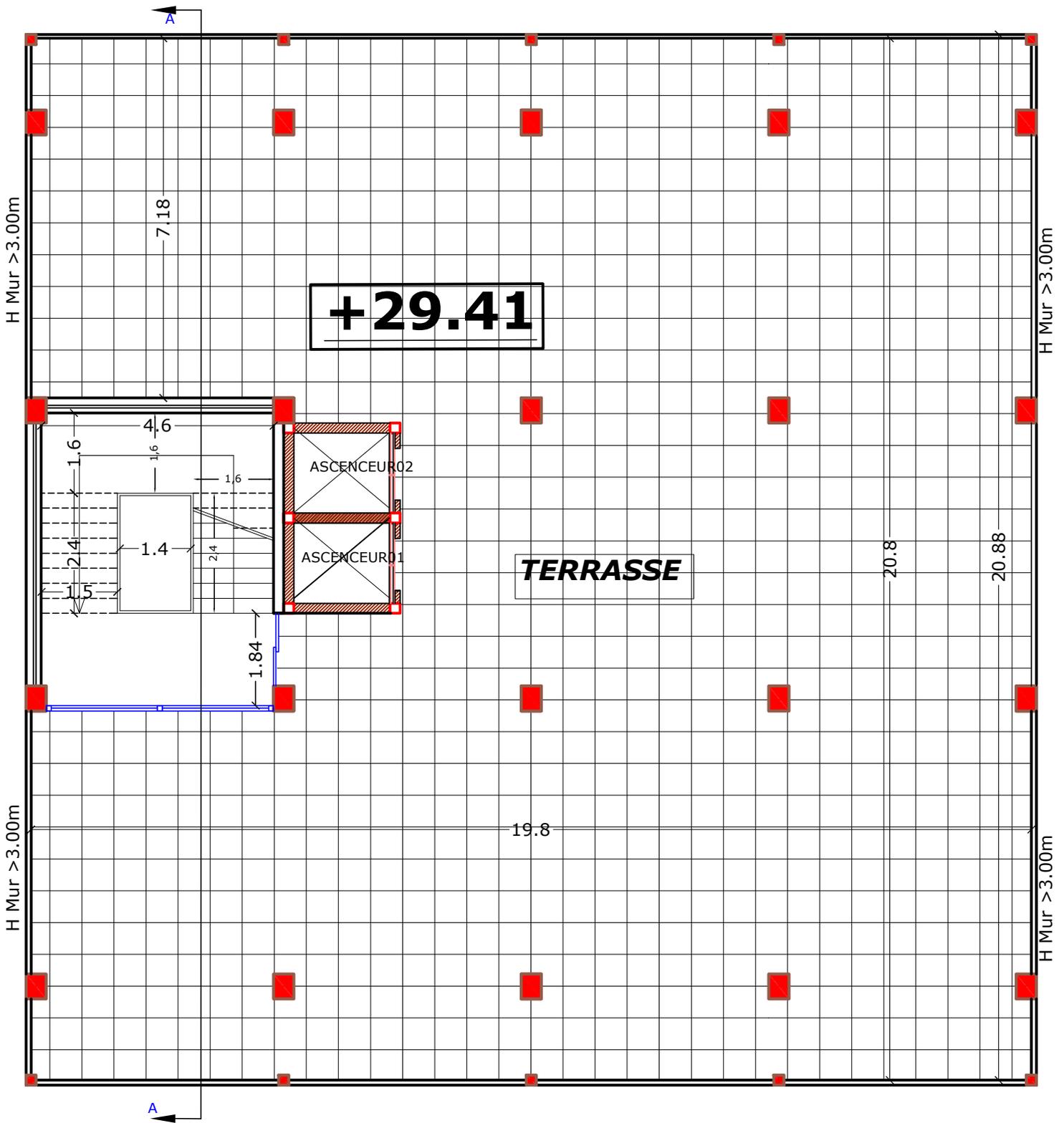
PLAN DE 2em ETAGE



PLAN DE 3eme ETAGE



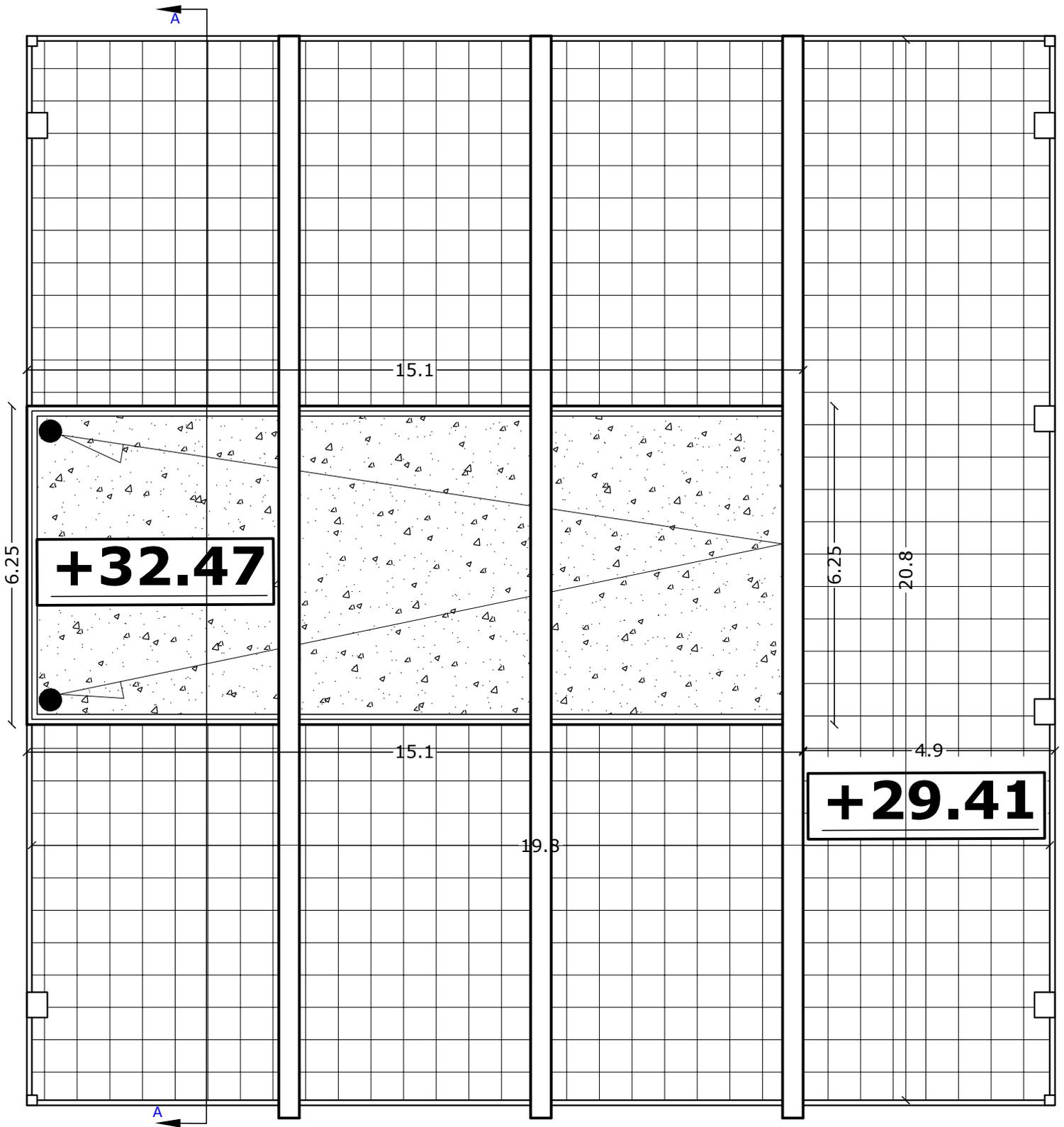
PLAN DE 4-8 eme ETAGE



+29.41

TERRASSE

20
PLAN TERRASSE



PLAN TOITURE

FACADE PRINCIPALE

