

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère De L'Enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique
Université Abderrahmane Mira – Bejaia

Faculté De Technologie
Département De Génie Civil



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment (R+6+sous-sol) à usage multiple
(commerciale, habitation et service) contreventé par un
système mixte (voiles-portiques)

Réalisé par :

DJEBAR Hicham

DJEMADI Lotfi

Encadré par :

Mr. MEZIANI

Membre de jury :

M^r. A. BOUKLLOUDA

M^{me} .ATTIL

Promotion 2020/2021

Remerciement

Nous tenons à remercier en premier Dieu, le miséricordieux, le tout puissant pour le force et la patience qu'il nous a donné pour mener à terme ce travail.

Nous remercions aussi nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus, durant ce long parcours.

Nos remerciements les plus sincères vont vers notre promoteur Mr. MEZIANI, pour ses efforts et ses conseils éclairés qui nous ont dirigés vers le bon chemin dans notre travail.

Nous remercions les membres de jurys, pour l'attention qu'ils porteraient à examiner notre modeste travail.

Nous tenons à remercier également tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Notre gratitude et reconnaissance vont à toute personne ayant participé de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A la mémoire de ma chère mère qui nous à quittée depuis 03 ans, que dieu l'accueille en son vaste paradis.

A mon père et son épouse qui est pour nous une deuxième maman que dieu les protègent.

A mon frère et ma sœur.

A toute ma famille et mes amis.

A mon binôme et sa famille.

DJEBAR Hicham.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A ma grande mère, que dieu me la garde.

A mes chers parents, qui ont toujours été là pour moi, que dieu me les
préservé.

A mes défunts grands parents, qu'ils reposent en paix.

A mes deux frères.

A tous les membres de ma famille et mes amis.

A mon binôme et sa famille.

DJEMADI Lotfi

Table des matières

Introduction Générale

Chapitre I : Généralités

I.1.Introduction.....	01
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	01
I.3. Caractéristiques de l'ouvrage	01
I.4. Conception de la structure.....	01
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	02
I.6. Les hypothèses de calcul	06

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1.1introduction.....	08
II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaire.....	08
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux	12
II.4. Evaluation des charges et des surcharges	21
II.5. Descente de charge	24
II.6.Conclusion	30

Chapitre III : Calcul Des Eléments Secondaires

III.1. Introduction.....	31
III.2. Calcul des planchers a corps creux.....	31
III.3. Dalles pleines.....	49
III.4. Etude des escaliers.....	63
III.5. Etude de la poutre de Brisé.....	74
III.6. Etude de l'acrotère	78
II.7. Etude de l'ascenseur	81

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction.....	90
IV.2. Modélisation.....	90
IV.3.Objectif de l'étude dynamique.....	90
IV.4. Méthode de calcul.....	90
IV.5. Exigence de RPA99/2003.....	97
IV.6. Conclusion.....	102

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

V.1. Introduction	103
V.2. Etude des poteaux.....	103
V.3. Etude des poutres.....	113
V.4. Étude des voiles.....	120
V.5. Conclusion.....	124

Chapitre VI : l'infrastructure

VI.1. Introduction.....	125
VI.2. Les différents types de fondations.....	125
VI.3. Choix du type de fondation.....	125
VI.4. Etude de radier	125
VI.5. Voile périphérique.....	135
VI.6.Conclusion.....	139

Conclusion Générale

Bibliographie

Annexes

Plan de la structure

Table des Figures

Figure I.1: Evolution de la résistance du béton à la compression.....	03
Figure I.2: Evolution de la résistance du béton à la traction	04
Figure I.3 : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton.....	04
Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l’ELS.....	05
Figure I.5: diagramme contrainte-déformation d’acier.....	05
Figure II.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	08
Figure II.2. la disposition des poutrelles et le poteaux le plus sollicité.....	10
Figure II.3. Coupe transversale d’une poutrelle.....	10
Figure II.4. Escalier type1(sous-sol au 1 ^{ier} étage).....	13
Figure II.5. Escalier type 2 (RDC - 1 ^{ier} étage).....	14
Figure II.6. Escalier type 2 (1 ^{ier} étage au 5 ^{éme}).....	16
Figure II.7. Dimensions de l’acrotère.....	17
Figure II.8. coupe de vole en élévation.....	20
Figure II.9. Poteau « P1 » de la descente de charges.....	25
Figure III.1. Evaluation des efforts tranchants.....	33
Figure III.2. Schéma statique de la poutrelle.....	35
Figure III.3. Diagramme des moments aux appuis d’une poutre à 2travées.....	36
Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants d’une poutre à 2 travées.....	37
Figure III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	49
Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle pleine à deux appuis.....	54
Figure III.7. schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.....	58
Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.....	63
Figure III.9. schéma de ferrailage partie 1 de l’escalier type 2.....	67
Figure.III.10. schéma statique de la partie 2 de l’escalier.....	68
Figure III.11. Schéma de ferrailage de la deuxième partie.....	69
Figure III.12. Schéma de ferrailage de la partie 3 de l’escalier.....	73
Figure III.13. Schéma statique de la poutre brisée.....	74
Figure III.14. Charges et surcharges agissant sur la poutre brisée.....	74

Figure III.15. schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	77
Figure III.16. acrotère.....	79
Figure III.17. Sollicitations de l'acrotère.....	79
Figure III.18. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	81
Figure III.19. Schéma statique et concept d'ascenseur.....	81
Figure III.20. Schéma de ferrailage de la dalle des machines.....	89
Figure IV.1. Spectre de réponse.....	93
Figure IV.2. Disposition des voiles de contreventement.....	94
Figure IV.3. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS 2016.....	94
Figure IV.4. Mode 1(Translation selon X).....	95
Figure IV.5. Mode 2 (Translation selon Y).....	96
Figure IV.6. Mode 3 (Rotation selon Z).....	96
Figure. V.1. Zone nodale.....	103
Figure. V.2. Section du poteau.....	105
Figure. V.3. Schéma de ferrailage de voile Vx1 et Vx4.....	124
Figure VI. 1. Ferrailage du radier.....	131
Figure.VI.2. schéma statique de la nervure la plus sollicitée selon X-X	132
Figure.VI.3. schéma statique de la nervure la plus sollicitée selon Y-Y	132
Figure VI.4. Schéma des nervures.....	134
Figure VI.5. Ferrailage des nervures.....	135
Figure VI.6. Ferrailage du voile périphérique.....	139

Table des Tableaux

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	06
Tableau II.1. Caractéristiques de l'acrotère.....	18
Tableau II.2. Dimensions des poteaux.....	21
Tableau II.3 Évaluation des charges revenant au plancher courant.....	21
Tableau II.4. Évaluation des charges revenant à la dalle pleine terrasse.....	22
Tableau II.5. : Évaluation des charges revenant à la dalle pleine balcon.....	22
Tableau II.6. Évaluation des charges des murs double cloison.....	22
Tableau II.7. Évaluation des charges revenant au palier.....	23
Tableau II.8 : Évaluation des charges revenant au volée.....	23
Tableau II.9: descente de charge du poteau C3.....	26
Tableau II.10. Vérification de la compression.....	28
Tableau II.11. Vérification au flambement.....	29
Tableau III.1. Les différents Types de poutrelles.....	31
Tableau.III.2. Charges et surcharges sur les poutrelles.....	34
Tableau III.3. Charges et surcharges sur les poutrelles.....	35
Tableau III.4. sollicitations dans les poutrelles du plancher terrasse.....	37
Tableau III.5. Ferrailage des poutrelles du plancher terrasse inaccessible	44
Tableau III.6. Ferrailage des poutrelles du plancher RDC (usage commerciale)	44
Tableau III.7. Ferrailage des poutrelles du plancher étage 1(usage service)	45
Tableau III.8. Ferrailage des poutrelles des étages courants (usage habitation).....	46
Tableau III.9. Schéma de ferrailage des poutrelles	47
Tableau II.10. Ferrailage de la dalle sur 2 appuis.....	52
Tableau II.11. Charge et surcharge.....	63
Tableau.III.12. Ferrailage de l'escalier partie 1.....	66
Tableau III.13. les résultats de calcule par la méthode RDM.	67
Tableau III.14. Vérification de la flèche.....	67
Tableau III.15. résultat de ferrailage de la deuxième partie.....	68
Tableau II.16. Charge et surcharge	70
Tableau III.17. ferrailage de l'escalier partie 3.....	72
Tableau III.18. les résultats de calcule par la méthode RDM.	73
Tableau III.19. Ferrailage de la poutre brisée	75

Tableau III.20. Résultats des calculs à ELS.....	78
Tableau.III.21. Evaluation des charges et des surcharges.....	82
Tableau III.22. ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	83
Tableau III.23. ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	84
Tableau III.24. Ferrailage de la dalle machine	87
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités.....	91
Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure.....	95
Tableau IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.....	97
Tableau IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales.....	97
Tableau IV.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	98
Tableau IV.6. Vérifications des déplacements dans le sens x-x des niveaux	98
Tableau IV.7. Vérifications des déplacements dans le sens y-y des niveaux :.....	99
Tableau IV.8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	100
Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit.....	101
Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par leRPA.....	103
Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux :.....	104
Tableau V.3. Ferrailage des poteaux.....	106
Tableau V.4. Armatures transversales des poteaux.....	107
Tableau V.5. Vérification du flambement des poteaux	108
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton.....	109
Tableau V.7. Vérification aux sollicitations tangentielles pour les poteaux	110
Tableau V.8. Armatures longitudinales des poutres.....	113
Tableau V.9. Espacements pour les deux zones (nodale et courante)	114
Tableau V.10. Vérification de l'effort tranchant.....	115
Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	115
Tableau V.12. Vérification de la contrainte limite du béton à l'ELS	116
Tableau V.13. vérification de la flèche pour les poutres.....	116
Tableau V.14. Les moments résistants dans les poteaux.....	117
Tableau V.15. Les moments résistants dans les poutres.....	117
Tableau V.16. Vérification de la zone nodale	117
Tableau V.17. Schéma de ferrailage des poutres.....	118
Tableau V.18. Sollicitations de calcul dans les voiles V_x dans tous les niveaux.....	122
Tableau V.19. Sollicitations de calcul dans les voiles V_y dans tous les niveaux.....	122
Tableau VI.1. Tableau du ferrailage de radier.....	131

Tableau VI.2. Vérification des contraintes à l'ELS.....	132
Tableau VI.3. Sollicitations max de la nervure de radier dans le sens x-x (ELU) et à (ELS).....	133
Tableau VI.4. Sollicitations max de la nervure de radier dans le sens y-y (ELU) et à (ELS).....	133
Tableau VI.5. Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.....	134
Tableau VI.6. Vérification de l'effort tranchant	134
Tableau VI.7. Vérification des contraintes à l'ELS.....	135
Tableau VI.8. Ferrailage des voiles périphériques.....	137
Tableau VI.9. Vérification des contraintes à l'ELS.....	139
Tableau VI.10. Calcule des armatures à l'ELS.....	139

Tableau des notations & symboles

Symboles	Notations
<i>A', Aser</i>	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
<i>At</i>	Section d'un cours d'armature transversale.
<i>A</i>	Coefficient d'accélération de zone.
<i>a</i>	Coefficient de la fibre neutre.
<i>B</i>	Aire d'une section de béton.
<i>Br</i>	Section réduite.
<i>b</i>	La largeur en générale.
<i>C</i>	Cohésion du sol.
<i>D</i>	Facteur d'amplification dynamique.
<i>E</i>	Module d'élasticité longitudinale.
<i>Ei</i>	Module de Yong instantané.
<i>Ev</i>	Module de Yong différé.
<i>Es</i>	Module d'élasticité de l'acier.
<i>ELU</i>	Etat limite ultime.
<i>ELS</i>	Etat limite de service.
<i>fbu</i>	Contrainte de compression du béton.
<i>fe</i>	Limite d'élasticité de l'acier.
<i>fc28</i>	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
<i>ft28</i>	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
<i>fji</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
<i>fgi</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
<i>fqi</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
<i>fgv</i>	Flèche différée due aux charges permanentes.
Δf	Fleche totale.
Δf_{adm}	Fleche admissible.
<i>G</i>	Charges permanentes.
<i>H</i>	Hauteur.
<i>ht</i>	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier.
<i>hcc</i>	Hauteur du corps creux.
<i>hdc</i>	Hauteur de la dalle de compression.
<i>he</i>	Hauteur libre d'étage.
<i>hr</i>	Hauteur de la dalle du radier.
<i>I</i>	Moment d'inertie.
<i>If</i>	Moment d'inertie fissuré.
<i>Q</i>	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
<i>L</i>	Portée d'un élément.
<i>Lmax</i>	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
<i>Lx</i>	Distance entre de deux poutrelles.
<i>Ly</i>	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

<i>M</i>	Moment en générale.
<i>Ma</i>	Moment en appui.
<i>Mt</i>	Moment en travée.
<i>M0</i>	Moment isostatique.
<i>N</i>	Effort normal.
<i>n</i>	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
<i>R</i>	Coefficient de comportement global.
<i>S</i>	Section d'un élément.
<i>Srad</i>	Surface du radier.
<i>St</i>	Espacement des armatures.
<i>T1, T2</i>	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
<i>V</i>	Effort tranchant.
<i>W</i>	Poids de la structure.
<i>σbc</i>	Contrainte de compression du béton.
<i>σst</i>	Contrainte de traction dans l'acier.
<i>w</i>	Pois volumique de l'eau.
<i>b</i>	Coefficient de sécurité concernant le béton.
<i>s</i>	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
<i>σadm</i>	Contrainte admissible.
<i>r</i>	Contrainte de cisaillement.
<i>ξ</i>	Pourcentage d'amortissement critique.
<i>CT</i>	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
<i>Q</i>	Coefficient de pondération.
<i>λi</i>	Coefficient instantané.
<i>λv</i>	Coefficient différé.

INTRODUCTION GENERALE :

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies (séisme de Boumerdes 2003 et de Bejaia 2021), ont causé d'énormes pertes humaines et d'importants dégâts matériels.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels séismes, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène en question qui est à l'origine un mouvement de sol très complexe.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (commerces + habitations + services intégrés) en R+6+sous-sol, il est contreventé par un système mixte (voiles- portiques) avec justification de l'interaction voiles-portiques.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U13.2 et le D.T.R. BC 2.33.1).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, ainsi que des essais in situ. On se base sur le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre, est consacré à des généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments.
- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

I.1. Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de présenter le bâtiment étudié, concernant le type de la structure, les éléments structuraux et non structuraux, la géométrie et les propriétés des matériaux.

I.2. présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage étudié est un bâtiment constitué d'un sous sol, rez-de-chaussée(RDC) , cinq étages et un duplexe a usage multiples ;

- Le sous sol destiné à être comme parking sous terrain.
- rez-de-chaussée local commercial.
- Le premier étage à usage services.
- Les autres étages à usage d'habitations.

Le bâtiment est implanté à la wilaya de Bejaia qui est classé comme une zone de moyenne sismicité ;(Zone IIa), selon le règlement parasismique algérien (RPA 99/2003).

La stabilité de cet ouvrage est assurée par un système de contreventement constitué de portiques et voiles avec justification de l'interaction voiles-portiques.

- **Données géotechniques du site**

-Le terrain réservé pour la réalisation de ce bâtiment est constitué essentiellement de sols limoneux argileux sableux.

-D'après le rapport de sol on peut classer notre sol en classe S3 (sols meuble).

-Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations sera de 1,19 bars à partir de 4 m de profondeur .

- le sol présente une faible agressivité vis-à-vis du béton (pas de mesure particulière).

I.3 Caractéristiques de l'ouvrage :

- **Caractéristiques architecturales:**

- Longueur en plan.....Lx=23.87m.
- Largeur en plan.....Ly=14.88m.
- Hauteur totale du bâtiment.....H=25.50m.
- Hauteur totale du bâtiment + l'acrotère.....Ht=26.10m.
- Hauteur du sous-sol.....hss=3.06m.
- Hauteur du RDC.....hrdc=4.08m.
- Hauteur d'étages de service.....hes=03.06
- Hauteur des étages courants.....hec=3.06m

I.4. Conception de la structure:

- **Ossature de l'ouvrage:**

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

- **Plancher :**

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

- **Escalier :**

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers de repos.

- **Maçonnerie :**

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

a. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses de 30 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b. Murs intérieurs :

Cloison de séparation d'une seule paroi en brique creuse de 10 cm.

Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

- **Acrotères :**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60cm et de 10cm d'épaisseur, encastré à la base au plancher terrasse inaccessible.

- **Gaine d'ascenseurs :**

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

- **Fondation:**

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que les sols en place sont de composition alluvionnaire, présentés par des marnes sableuse, des sables, des grés et des calcaire rencontrés dans un contexte très hétérogène.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.19 bars.

La profondeur d'ancrage de 4m dans le sol naturelle, en tenant compte en plus de double sous sol projeté.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 99, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

- **Le Béton:**

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

1. Les matériaux composant le béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

a. Ciment:

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b. Granulats:

Les granulats sont constitués de différents grains minéraux, naturels ou artificiels, dont les caractéristiques influent la qualité du béton, ils représentent 2/3 du volume du béton.

c. L'eau de gâchage :

L'eau doit être propre et ne doit pas contenir d'imputées nuisibles. Elle est nécessaire à l'hydratation du ciment, elle facilite aussi la mise en œuvre du béton ou du mortier.

d. Les adjuvants :

ce sont des produit ajoutés en très faible doses aux bétons, mortier ou coulis, avant ou pendant le malaxage. Le but est d'améliorer les performances du béton, les conditions de sa mise en œuvre, sa résistance ou sa durabilité.

2. Résistances mécaniques du béton :**a. Résistance à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m^3 de ciment CPA425, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

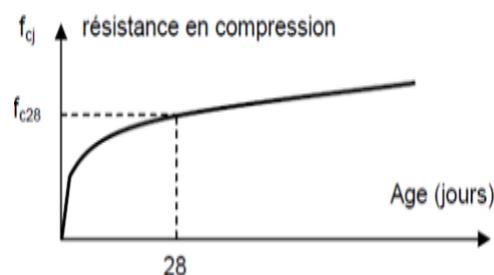


Figure I.1. Evaluation de la résistance du béton à la compression en fonction du temps.

b. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{c28}^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa} \end{cases}$$

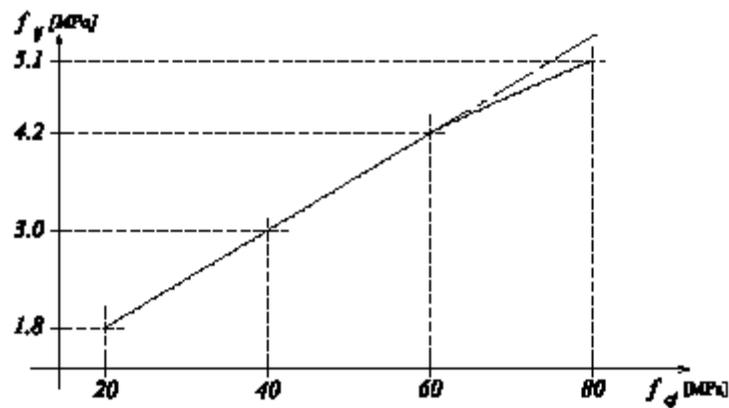


Figure I.2: Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

3. Contrainte limite :

État limite ultime (ELU) :

- **Contrainte ultime du béton :**

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

- $\varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$

- $\varepsilon_{bc2} = \begin{cases} 3.5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa} \\ \text{Min}(4.5; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa.} \end{cases}$

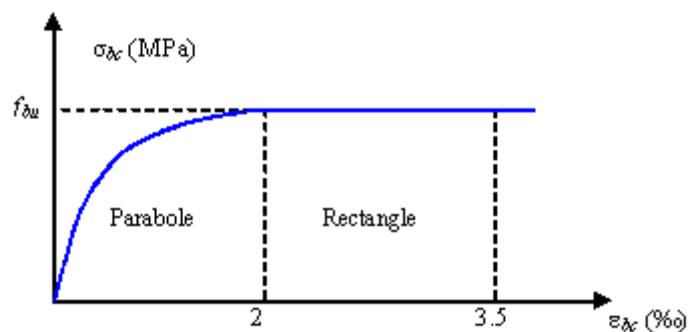


Figure I.3 : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression $f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta\gamma_b}$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

Etat limite de service (ELS):

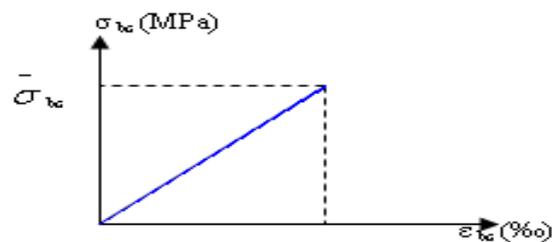


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

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

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale :

Le module de Young dérivé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$\left\{ \begin{array}{ll} E_{vj} = 3\,700 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.} \\ E_{vj} = 4\,400 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa, sans fumée de silice.} \\ E_{vj} = 6\,100 (f_{cj}) & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa, avec fumée de silice.} \end{array} \right.$$

Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

• **Acier :**

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

1.5.2.1. Contrainte limite :

1.5.2.1.1. Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte déformation de la figure (I.5).

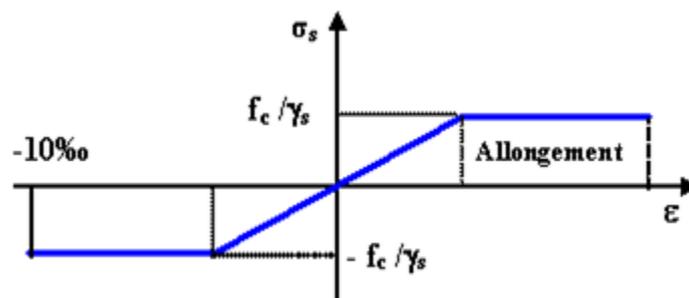


Figure I.5: diagramme contrainte-déformation d'acier

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

1.5.2.1.2. Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^- = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta}f_{tj}\right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{bc}^- = \min\left(\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{\eta}f_{tj}\right)$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec :

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

I.6. Les hypothèses de calcul:

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865$ Mpa.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.595$ Mpa.

Pour les armatures de l'acier:

- longitudinales : on a choisi le : «*fe E 400*» H.A $f_e = 400$ MPa

- treillis soudés (de la dalle de compression) : «*fe E 500*» $f_e = 500$ MPa

-Ronds lisses (RL) Φ_6 «*fe E 235*» $f_e = 235$ MPa.

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

Matériaux	caractéristiques mécaniques	Valeur(MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU :	
	• situation durable	14.2
	• situation accidentelle	18.47
	contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32456.595
Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10818.865	

Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	2×10^5
	Contrainte de calcul à l'ELU	
	• situation accidentelle	400
	• situation courante	348
	contrainte à l'ELS :	
	• FPN	/
• FN	201.63	
• FTN	165	

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments.

II.1. Introduction

L'objectif du Pré dimensionnement est de déterminer les sections préalables des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003 (Règlement Parasismique Algérien), le BAEL 91 (Béton Armé Aux Etats Limites) et le CBA 93 (Code Du Béton Armé).

II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires

Les éléments non secondaires sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure.

Plancher à corps creux

Se sont les planchers les plus utilisés dans le bâtiment courants (habitation, bureaux,...)

Il permet d'avoir un plat-fond uni et une bonne isolation thermique et phonique.

Ce type de plancher est constitué de : Corps creux, poutrelles, dalle de compression de 4 à 6 cm , treillis soudés.

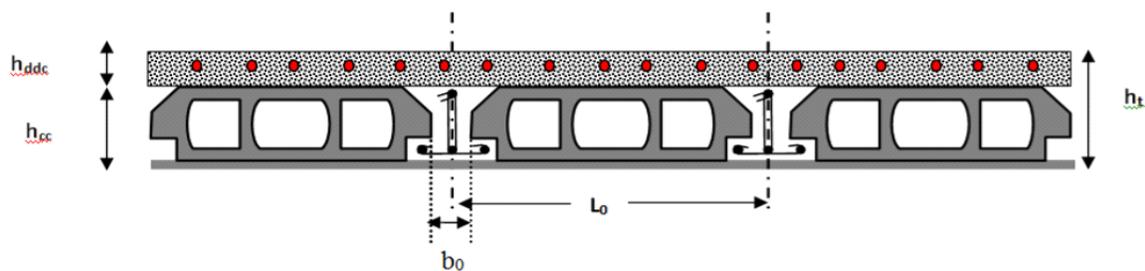


Figure II.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

h_t : hauteur totale du plancher.

h_{ddc} : hauteur de la dalle de compression.

h_{cc} : hauteur du corps creux.

b_0 : largeur de la nervure.

l_0 : entre-axes des nervures.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le BAEL :

$$h_t \geq L_{\max}/22.5 \dots\dots\dots(\text{Article B.6.8.4.2.4})$$

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

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = 350 - 30 = 320 \text{ cm}$$

$$h_t \geq 320/22.5 = 14.22 \text{ cm.}$$

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

- la hauteur du corps creux : $h_{cc} = 16 \text{ cm.}$
- l'épaisseur de la dalle de compression : $h_{dc} = 4 \text{ cm.}$
- la largeur de la nervure : $b_0.$
- la distance entre axe des poutrelles : $L_0.$

Les poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T préfabriquées ou coulées sur place en béton armé, servant à transmettre les charges aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (fig II.2)



Figure II.2. la disposition des poutrelles ainsi que l'emplacement des poteaux les plus sollicités (étage 1).

Dimensionnement des poutrelles

• **Détermination de la largeur de la table de compression**

h_t : hauteur totale du plancher.

h_0 : hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

b_0 : largeur de la nervure est choisie parfaitement entre 8 à 14 cm

$b_0 = 10$ cm

b : largeur efficace de la dalle

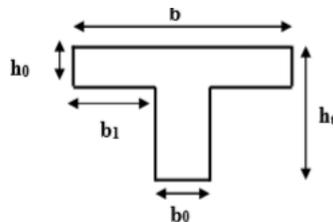


Fig II.3. Coupe transversale d'une poutrelle.

$$(b-b_0)/2 \leq \min(L_x/2; L_y/2)$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 350 - 30 = 320 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min(55/2; 320/2)$$

$$b_1 \leq \min(27.5; 160)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 27 \text{ cm}$$

$$b \leq 2 \cdot b_1 + b_0 = 2 \cdot 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } b = 60 \text{ cm}$$

Plancher à dalle pleine

Une dalle pleine est un élément surfacique dont une dimension « e » est plus petite que la largeur et la longueur

La dalle repose avec ou sans continuités sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués de poutres en béton armé.

Dans un plancher chaque panneau de dalle est calculé indépendamment

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

Dimensionner une dalle revient à déterminer son épaisseur e

• Critère de résistance à la flexion

$e \geq (L_x/20)$ pour une dalle sur un seul ou deux appuis.

$(L_x/35) \leq e \leq (L_x/30)$ pour une dalle sur 4 appuis avec < 0.4 .

$(L_x/45) \leq e \leq (L_x/40)$ pour une dalle sur 4 appuis avec ≥ 0.4 .

• Critère de coupe de feu

$e \geq 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.

$e \geq 14 \text{ cm}$ Pour quatre heures de coupe-feu.

•Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

notre projet contient trois types de dalle pleine :

•Dalle sur deux appuis

$$L_x/L_y = 1.5/3.45 = 0.43 > 0.4$$

$$e \geq (150/20) = 7.5 \quad \text{donc} \quad e \geq 7.5 \text{ cm}$$

•Dalle sur trois appuis

$$L_x/L_y = 1.5/5.48 = 0.27 < 0.4$$

$$(150/35) \leq e \leq (150/30)$$

$$4.28 \leq e \leq 5 \text{ cm}$$

•Dalle sur quatre appuis

$$L_x/L_y = 2.30/5.48 = 0.42 > 0.4$$

$$(230/45) \leq e \leq (230/40)$$

$$5.11 \leq e \leq 5.75$$

Dans notre cas l'épaisseur est déterminée par la condition du coupe-feu.

On opte pour $e = 15 \text{ cm}$, pour toutes les dalles pleines.

Les escaliers

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

.H : Hauteur de la volée.

L_0 : Longueur totale de l'escalier.

g : Le giron.

h : hauteur de la contre marche.

dans notre projet on a plusieurs types d'escaliers.

•Type 1 : escaliers à deux volées identiques avec un palier de repos (du sous-sol au première étage)

$$h = 17 \text{ cm}$$

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

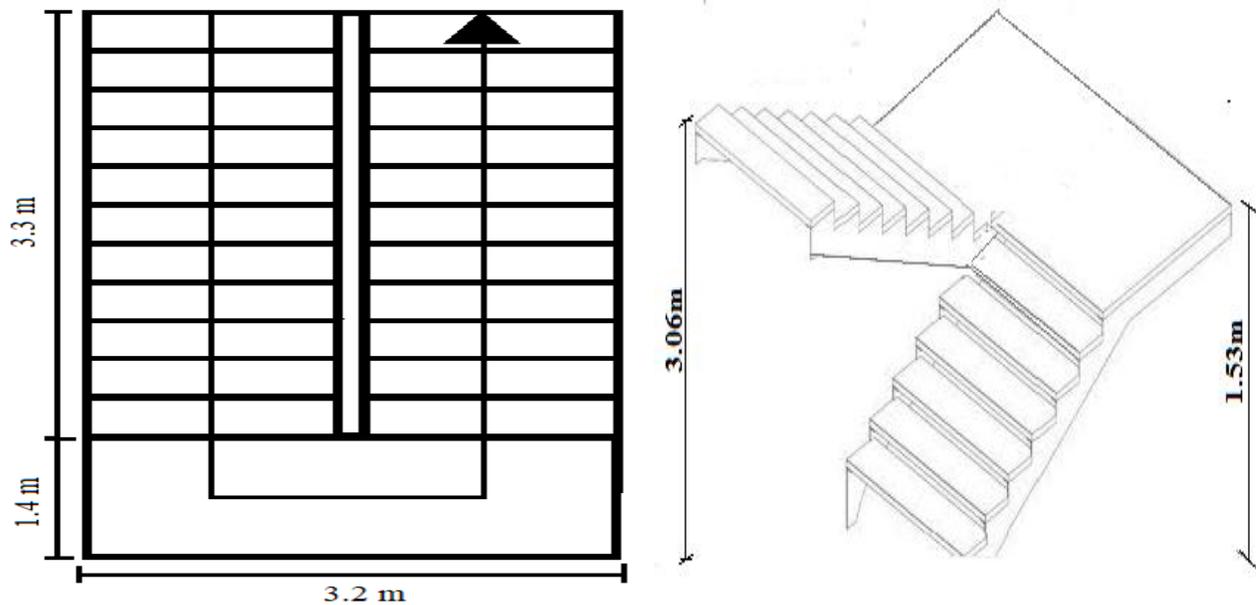


Fig II.4. Escalier type 1 (sous-sol au 1^{ier} étage).

Pour la volée 1 et 2 :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$e \leq 11$ cm ; 2 heures de coupe-feu.

$$H = 1.53 \text{ m}$$

$$L_0 = 3.30 \text{ m}$$

$$L_v = (H^2 + L_0^2)^{1/2} = 3.63 \text{ m}$$

$$L = L_v + L_p = 3.63 + 1.4 = 5.03 \text{ m}$$

$$503/30 \leq e \leq 503/20$$

$$16.76 \leq e \leq 25.15 \text{ cm}$$

$$e = 17 \text{ cm}$$

L'angle :

$$\tan = 153/330 = 0.463$$

$$\text{l'angle} = 24.85^\circ$$

• **Type 2** : escalier à trois volées droites à double quartier tournant (entre le RDC et le 1^{ier} étage) :

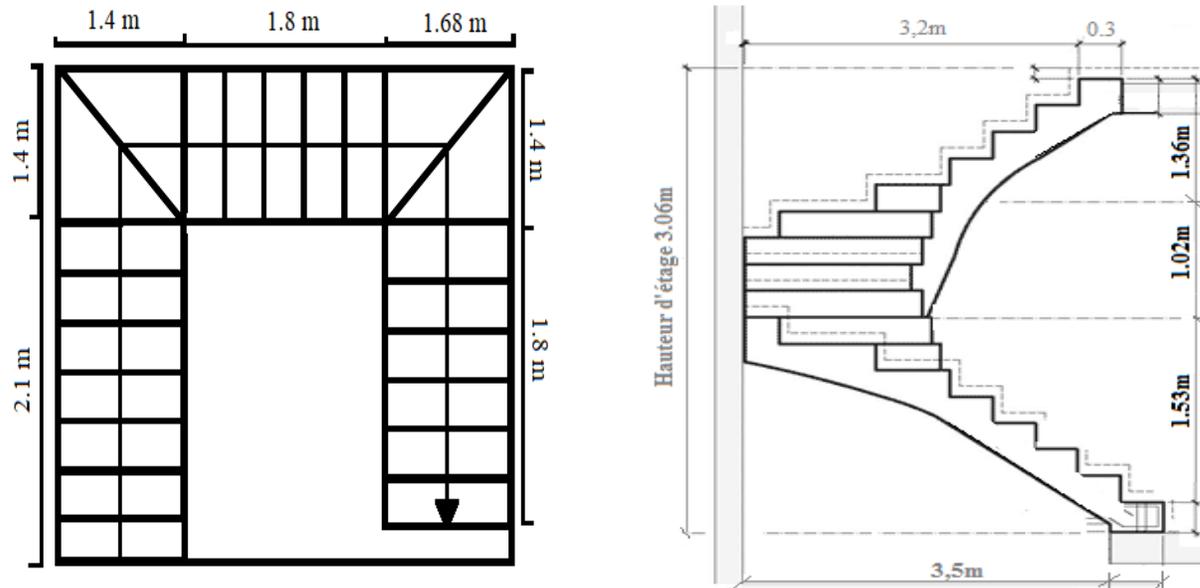


Fig II.5. Escalier type 2 (RDC - 1^{er} étage).

• Pour les volée 1 :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$e \leq 11 \text{ cm}$; 2 heures de coupe-feu.

$$H = 1.53 \text{ m}$$

$$L_0 = 2.1 \text{ m}$$

$$L_v = (H^2 + L_0^2)^{1/2} = 2.6 \text{ m}$$

$$L = L_v + L_p = 2.6 + 1.4 = 4 \text{ m}$$

$$400/30 \leq e \leq 400/20$$

$$13.33 \leq e \leq 20 \text{ cm}$$

$$e = 17 \text{ cm}$$

L'angle :

$$\tan = 153/210 = 0.728$$

$$\text{l'angle} = 36.07^\circ$$

• Pour les volées 2 :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$e \leq 11 \text{ cm}$; 2 heures de coupe-feu.

$$H = 1.02 \text{ m}$$

$$L_0 = 1.8 \text{ m}$$

L'angle :

$$\tan = 102/180 = 0.567$$

$$\text{l'angle} = 29.54^\circ$$

•Pour les volée 3 :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$e \leq 11 \text{ cm}$; 2 heures de coupe-feu.

$$H = 1.36 \text{ m}$$

$$L_0 = 1.8 \text{ m}$$

$$L_v = (H^2 + L_0^2)^{1/2} = 2.26 \text{ m}$$

$$L = L_v + L_p = 2.26 + 1.68 = 3.94 \text{ m}$$

$$394/30 \leq e \leq 394/20$$

$$13.13 \leq e \leq 19.7 \text{ cm}$$

$$e = 17 \text{ cm}$$

L'angle :

$$\tan = 136/180 = 0.755$$

$$\text{l'angle} = 37.07^\circ$$

•Type 3 : escalier à trois volées avec deux paliers de repos (étage 1 jusau'a 5) :

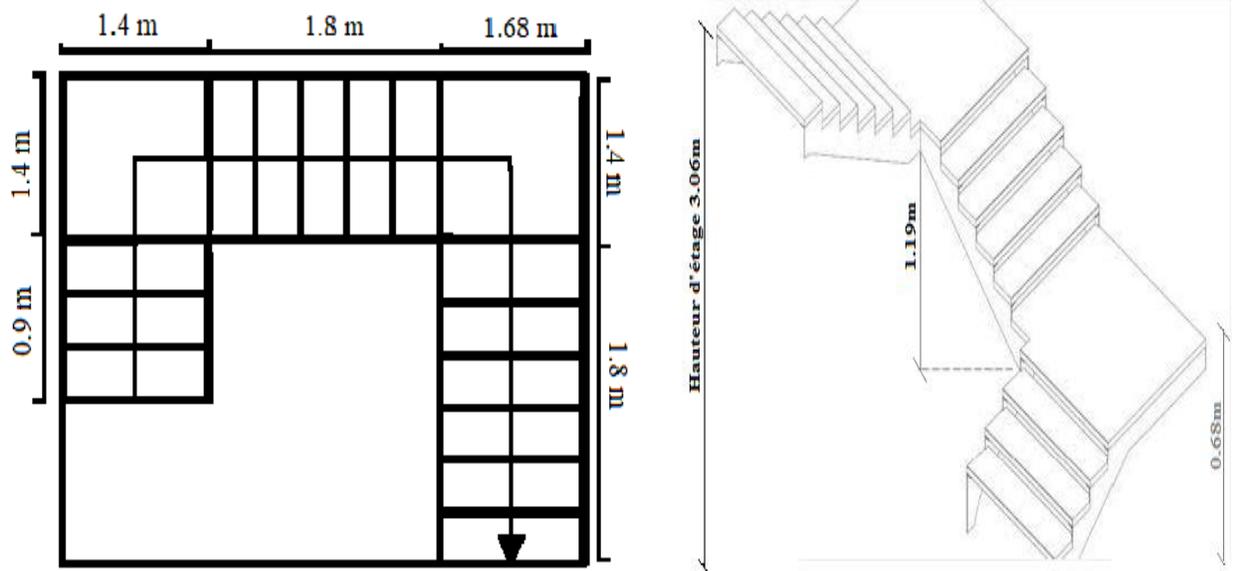


Fig II.6. Escalier type 2 (1^{er} étage au 5^{ème}).

• Pour la volée 1 :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$e \leq 11 \text{ cm}$; 2 heures de coupe-feu.

$$H = 0.68 \text{ m}$$

$$L_0 = 0.9 \text{ m}$$

$$L_v = (H^2 + L_0^2)^{1/2} = 1.13 \text{ m}$$

$$L = L_v + L_p = 1.13 + 1.40 = 2.53 \text{ m}$$

$$253/30 \leq e \leq 253/20$$

$$8.43 \leq e \leq 12.65 \text{ cm}$$

$$e = 12 \text{ cm}$$

L'angle :

$$\tan = 68/90 = 0.75$$

$$\text{l'angle} = 37.07^\circ$$

• Pour les volée 2 et 3 :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$e \leq 11 \text{ cm}$; 2 heures de coupe-feu.

$$H = 1.19 \text{ m}$$

$$L_0 = 1.8 \text{ m}$$

$$L_v = (H^2 + L_0^2)^{1/2} = 2.15 \text{ m}$$

$$L = L_v + L_p = 2.15 + 1.68 = 3.83 \text{ m}$$

$$383/30 \leq e \leq 383/20$$

$$12.7 \leq e \leq 19.15 \text{ cm}$$

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

L'angle :

$$\tan = 119/180 = 0.66$$

$$\text{l'angle} = 33.47^\circ$$

L'acrotère

C'est un élément en béton armé, placé la périphérie du plancher terrasse, son rôle est d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales.

l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale.

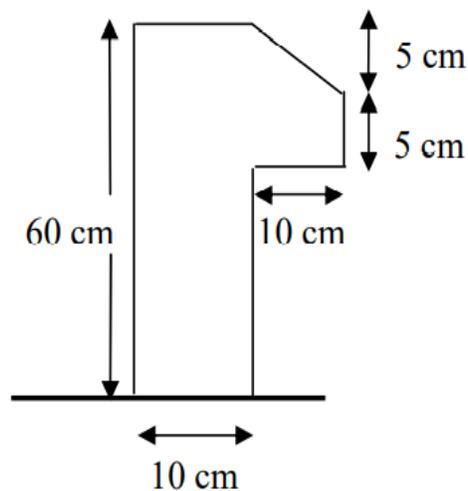


Fig II.7. Dimensions de l'acrotère.

$$S = (0.6 * 0.1) + (0.1 * 0.05) + (0.05 * 0.1)/2 = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$P_p = 25 * 0.0675 = 1.6875 \text{ KN/ ml.}$$

Enduit en ciment : $e = 2 \text{ cm}$; densité = 20 KN/ml

$$P_{\text{rev}} = 0.02 * 20 = 0.4 \text{ KN/ ml}$$

$$G_{\text{acrotère}} = 1.6875 + 0.4 = 2.0875 \text{ KN/ml.}$$

Tableau II.1. Caractéristiques de l'acrotère

Total (KN/ml)	Hauteur (m)	Epaisseur (m)	Surface (m)	Poids propre (KN/ml)	Enduit Ciment (KN/ml)
2.0875	0.6	0.10	0.0675	1.6875	0.4

II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux :

1. . Les poutres

•Les poutres principales

ces poutres reprennent les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement.

D'après le BAEL91 leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche suivante :

$$L_{\text{max}}/15 \leq h \leq L_{\text{max}}/10$$

L_{max} : est la longueur maximale entre nus d'appuis de poutres

$$L_{\text{max}} = 560 - 30 = 530 \text{ cm}$$

$$35.33 \leq h \leq 53 \text{ cm}$$

Soit : $h = 45$ et $b = 30$

Vérification des exigences du RPA99/2003

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

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

$$h/b \leq 4$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 45\text{cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b = 45/30 = 1.5 \leq 4$$

les exigences du RPA sont vérifiées donc on opte pour les poutres principales une section de :

$$b \cdot h = (30 \cdot 45) \text{ cm}^2$$

• Les poutres secondaires

elles sont disposées parallèlement aux poutrelles,.

D'après le BAEL91 leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche suivante :

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

L_{\max} : est la longueur maximale entre nus d'appuis de poutres

$$L_{\max} = 579 - 30 = 549 \text{ cm}$$

$$36.6 \leq h \leq 54.9 \text{ cm}$$

Soit : $h = 40$ et $b = 30$

Vérification des exigences du RPA99/2003

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

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

$$h/b \leq 4$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b = 40/30 = 1.33 \leq 4$$

les exigences du RPA sont vérifiées donc on opte pour les poutres secondaires une section de :

$$b \cdot h = (30 \cdot 40) \text{ cm}^2$$

2. Les voiles

Ce sont des éléments de contreventement verticaux, minces et continus, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur.

h_e : hauteur libre d'étage.

E : épaisseur du voile.

L : longueur du voile.

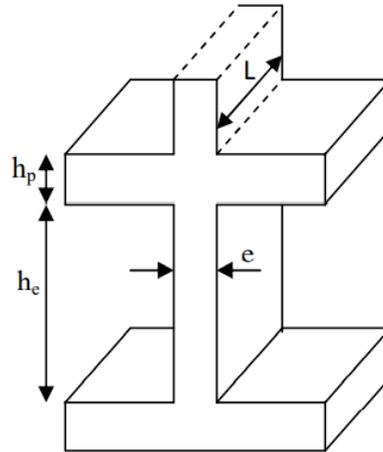


Figure II.8. coupe de voile en élévation.

Les démentions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$e \geq h_e/20 \dots \dots \dots (1)$$

$$e \geq 15 \text{ cm} \dots \dots \dots (2) \quad \text{RPA (article 7.7.1)}$$

$$L \geq 4 e \dots \dots \dots (3)$$

Etages courants: $h_e = 286 \text{ cm}$

$$e \geq 286/20 = 14.3$$

on opte pour $e = 15 \text{ cm}$

$$L \geq 4 * 15 = 60 \text{ cm}$$

$$L \geq 60 \text{ cm}$$

$e = 15 \text{ cm}$ pour tous les étages

3. Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en fonction des sollicitations de calcul en compression simple, selon les règles du BAEL91, on appliquant les trois critères suivants :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA

Les exigences du RPA en Zone II.a : **RPA(Article7.4.1)**

$$\min (b;h) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\min (b;h) \geq h_e/20$$

$$0.25 < b/h < 4$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir fait la descente de charges et vérifie les conditions du RPA99, et pour calculer cela, on opte préalablement aux sections des poteaux suivantes:

Tableau II.2. Dimensions des poteaux.

Étage	Dimension des poteaux
sous-sol	50*55
RDC+Etage 1	50*50
Etages 2 et 3	45*45
Etages 4 et 5	40*40
Etage 6 (duplexe)	35*35

II.4.Evaluations des charges et surcharges

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

Tableau II.3 Évaluation des charges revenant au plancher courant

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m2)
Carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	20	0,02	0.4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Corps creux (16+4)	/	0,2	2.67
Cloisons	10	0.1	1
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
charge permanent G			5.03
charge d'exploitation Q			1.5

- **Evaluation des charges revenant au plancher corps creux de terrasse inaccessible**

Tableau II.4.Évaluation des charges revenant à la dalle pleine terrasse

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m2)
Gravillon de protection	20	0,06	0.12
Multicouche d'étanchéité	6	0,020	0.12
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Forme de pente	22	0,1	2,22
Corps creux (16+4)	/	0.2	2.67
Enduit de ciment	10	0,02	0,2
charge permanent G			5.49
charge d'exploitation Q			1

- **Evaluation des charges revenant à la dalle pleine balcon**

Tableau II.5. : Évaluation des charges revenant à la dalle pleine balcon

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m2)
Revêtement Carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	/	0,04	0,4
Lit de sable	18	0,02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
charge permanent G			5.11
charge d'exploitation Q			3.5

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

Tableau II.6. Évaluation des charges des murs double cloison

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit en ciment	20	0.02	0.4
Brique creuse 10cm	9	0.10	0.9

Brique creuse 15cm	9	0.15	1.35
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
charge permanent G			2.85

- **Evaluation des charges revenant à l'escalier (palier)**

Tableau II.7. Évaluation des charges revenant au palier

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	20	0,02	0.4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Paillasse	25	0.15	3.75
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
charge permanent G			5.11
charge d'exploitation Q			2.5

- **Evaluation des charges revenant à l'escalier (volée)**

Tableau II.8. Évaluation des charges revenant au volée.

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)	
Revêtement horizontale		0.02	20	0.4	
Revêtement verticale		0.02h/g= 0.0113	20	0.23	
Mortier de pose		0.02	20	0.4	
Lit de sable		0.02	18	0.36	
Marches		h/2=0.17/2	22	1.87	
Paillasse	Type 1	Volée 1	0.17/cos (29.85)	25	4.9
	Type 2	Volée 1	0.17/cos (36.07)	25	5.25
		Volée 2	0.17/cos (29.54)	25	4.71

	Type 3	Volée 3	0.17/cos (37.07)	25	5.32
		Volée 1	0.12/cos (37.07)	25	3.75
		Volée 2	0.15/cos (33.47)	25	4.5
Enduit en platre			0.02	10	0.2
Charge permanente totale			Type 1	Volée 1	G= 8.16
			Type 2	Volée 1	G= 8.51
				Volée 2	G= 7.97
				Volée 3	G= 8.58
			Type 3	Volée 1	G= 7.01
Volée 2	G= 7.75				
Charge d'exploitation					Q=2.5

Remarque : évaluation de la dalle ascenseur G=6,01 (KN/m²) Q= 2,5 (KN/m²)

Plancher	Q(KN/m)
plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant	1.5
Plancher étage bureau/Escalier	2.5
Plancher dalle pleine	3.5
Plancher étage commercial	5

II.5. Evaluation et descente de charges

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

La descente de charge va se faire pour les poteaux P1, qui représente le configuration la plus défavorable.

Le poteau P1 est un poteau de la cage d'escalier.

•La loi de dégression des charges d'exploitation

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

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages (1, 2, ..., n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit, tel que pour $n \geq 5$ on applique la formule

suivante : $Q_n = (3+n) / 2n \sum Q_i$

- Sous la terrasse inaccessible..... Q_0
- 6 ème..... Q_0+Q_1
- 5 ème..... $Q_0+Q_1+0.9Q_2$
- 4ème..... $Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3$
- 3 ème $Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4$
- 2 ème $Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4+0.6Q_5$
- 1 ère..... $Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4+0.6Q_5+0.5Q_6$
- RDC $Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4+0.6Q_5+0.5Q_6+0.5Q_7$

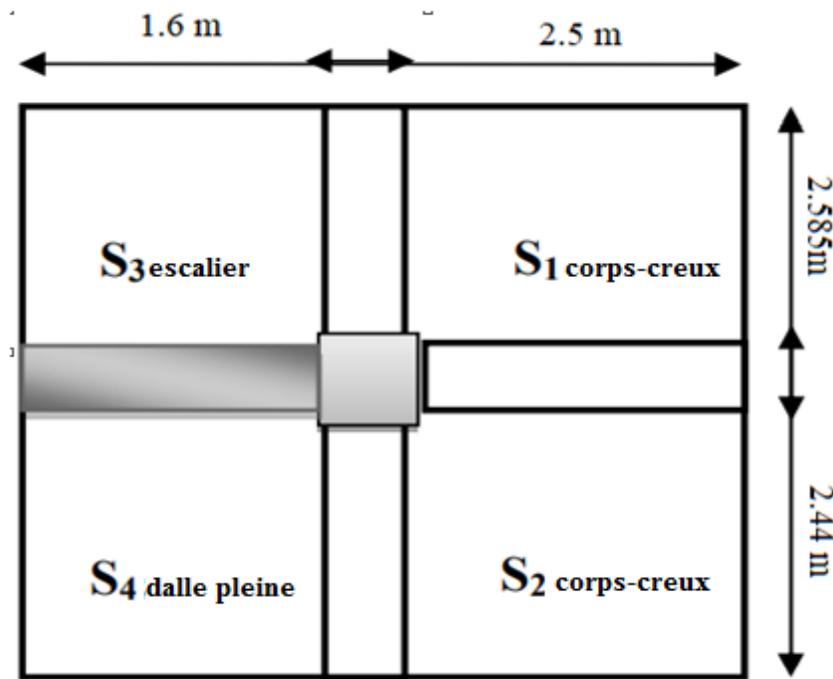


Figure II.9. Poteau « P1 » de la descente de charges

Tableau II.9. Descente de charge du poteau C3

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N ₀	Plancher terrasse	113.1	
	Poutres	41.98	
	Poteau	6.125	
		161.205	24.54
N ₁	Venant de N ₀	161.205	
	Plancher étage courant	53.31	
	Poutres	29.96	
	Poteaux	9.37	
	dalle pleine	31.17	
	mur extérieur	64.04	
	348.355	65.89	
N ₂	Venant de N ₁	348.355	
	Plancher étage courant	53.31	
	Poutres	32.92	
	Poteaux	12.14	
	dalle pleine	120	
	mur extérieur	81.68	
	escalier	24	
	573.705	103.66	
N ₃	Venant de N ₂	573.705	
	Plancher étage courant	53.31	
	Poutres	32.92	
	Poteaux	12.14	
	dalle pleine	21.2	
	mur extérieur	81.68	
	escalier	24	
	799.055	137.24	
N ₄	Venant de N ₃	799.055	
	Plancher étage courant	53.31	
	Poutres	32.92	
	Poteaux	15.49	
	dalle pleine	21.2	
	mur extérieur	81.68	
	escalier	24	
	1027.655	166.63	

N₅	Venant de N ₄	1027.655	
	Plancher étage courant	51.31	
	Poutres	32.92	
	Poteaux	15.49	
	Dalle pleine	21.2	
	Mur extérieur	81.68	
	escalier	24	
	1256.255	191.73	
N₆	Venant de N ₅	1256.255	
	Plancher étage courant	53.31	
	Poutres	31.92	
	Poteaux	19.125	
	Dalle pleine	21.2	
	Mur extérieur	63.18	
	escalier	24	
	1469.99	223.17	
N₇	Venant de N ₆	1469.99	
	Plancher étage courant	53.31	
	Poutres	31.92	
	Poteaux	28.05	
	Dalle pleine	21.2	
	Mur extérieur	63.18	
	escalier	24	
	1692.65	278.03	

$G_{\text{totale}} = 1692.65 \text{ KN}$

$Q_{\text{totale}} = 278.03 \text{ KN}$

5.1. Vérification

• Calcul de l'effort normal ultime :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$N_u = 1.35 * 1692.65 + 1.5 * 278.03 = 2702.12 \text{ KN}$$

Remarque : Le CBA (art.8.1.1) nous exige de majorer l'effort N_u comme suite :

Le poteau P1 est un poteau voisin de rive ce qui implique de majorer l'effort qui lui est transmis par la structure et puisqu'il appartient à un bâtiment à plus de trois travées on va le majorer seulement de 10%

$$N_u^* = 1.1 * N_u = 1.1 * 2702.12 = 2972.33 \text{ KN}$$

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

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma = \frac{Nu *}{B} \leq \bar{\sigma} = \frac{0.85 * fc28}{\gamma b}$$

$$\frac{0.85 * fc28}{\gamma b} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$10.80 \text{ MPA} \leq 14.2 \text{ MPA} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée .}$$

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

Tableau II.10. Vérification de la compression.

Niveau	Nu (KN)	B(m ²)	B _{cal} (m ²)	$B \geq B_{cal}$
Sous-sol	2972.33	0.275	0.209	Vérifiée
RDC	2551.16	0.275	0.179	Vérifiée
Etage 1	2195.26	0.25	0.154	Vérifiée
Etage 2	1801.01	0.202	0.126	Vérifiée
Etage 3	1337.56	0.202	0.094	Vérifiée
Etage 4	1022.99	0.16	0.072	Vérifiée
Etage 5	626.03	0.16	0.044	Vérifiée
Duplex	279.88	0.122	0.019	Vérifiée

Tableau II. Vérification de la compression.

$$\min (b;h) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\min (b;h) \geq h_e/20$$

$$0.25 < b/h < 4$$

Les trois conditions sont vérifiées pour tous les poteaux.

• **Vérification au flambement**

$$Nu \leq \alpha \left(\frac{Br \times fc28}{0.9 \times \gamma b} + \frac{As \times fe}{\gamma s} \right)$$

$$As : 1\% \times Br$$

α = en fonction de (λ)

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad l_f = 0.7l_0 = 2.142 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.5 \times 0.55^3}{12 \times 0.55 \times 0.5}} = 0.158 \text{ m}^2$$

$$\lambda = 13.55$$

$$0 \leq \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{13.55}{35}\right)^2} = 0.826$$

$$Br \geq \frac{Nu *}{\alpha \left(\frac{f_c 28}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{A_s * \gamma_s}\right)} = \frac{2.972}{0.826 \left(\frac{25}{1.35} + \frac{400}{100 \times 1.15}\right)}$$

$$0.2544 \text{ m}^2 \geq 0.163 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifié}$$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau II.11. Vérification au flambement.

Type de poteau	$i(\text{m}^2)$	λ	α	Nu	$Br(\text{m}^2)$	$Brcal(\text{m}^2)$	observation
Sous-sol	0.158	13.55	0.826	2972.33	0.2544	0.163	vérifiée
RDC	0.158	18.075	0.806	2551.16	0.2544	0.143	vérifiée
Etage 1	0.144	14.87	0.820	2195.26	0.2304	0.121	vérifiée
Etage 2	0.129	16.6	0.813	1801.01	0.1849	0.100	vérifiée
Etage 3	0.129	16.6	0.813	1337.56	0.1849	0.074	vérifiée
Etage 4	0.115	18.62	0.804	1022.99	0.1444	0.057	vérifiée
Etage 5	0.115	18.62	0.804	626.03	0.1444	0.035	vérifiée
Duplex	0.101	21.2	0.791	279.88	0.1024	0.016	vérifiée

D'après le tableau précédent on voit bien que le poteau vérifie aux états limites de déformation.

II.6.Conclusion :

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

- Poutres principales $\Rightarrow 30*45 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires $\Rightarrow 30*40 \text{ cm}^2$
- Poteaux du sous-sol et RDC $\Rightarrow 50*55 \text{ cm}^2$
- Poteaux du premier étage $\Rightarrow 50*50 \text{ cm}^2$
- Poteaux des étages 2 et 3 $\Rightarrow 45*45 \text{ cm}^2$
- Poteaux des étages 4 et 5 $\Rightarrow 40*40 \text{ cm}^2$
- Poteaux du duplexe $\Rightarrow 35*35 \text{ cm}^2$
- Epaisseur des voiles $\Rightarrow 15 \text{ cm}$

III.1. Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments Principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des Éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur).

Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section de acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la règlementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99/2003...).

III.2. Etude des planchers

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

A) plancher à corps creux

B) Plancher à dalle pleine

1. Plancher à corps creux

1.1. Les poutrelles

Le sens de disposition des poutrelles adopté est montré sur la figure II.1 au chapitre II, les Différents types de poutrelles que nous avons alors sont les suivantes :

Tableau III.1. Les différents Types de poutrelles

Type	Schéma statique	Niveau
01		Sous-sol, RDC, Etages 1 à 3
02		Sous-sol, RDC
03		Sous-sol, RDC, Etages 1 à 3
04		Sous-sol, RDC, Etages 1 à 3
05		Etage 5
06		Etage 5
07		Etages 4 et 5
08		Etage 5

09		Etage 5
10		Etage 4
11		Etage 4
12		Etage 4
13		Etage 5
14		Etage 6
15		Cage d'escalier

-Choix de la méthode de calcul des sollicitations :

- Poutrelles isostatiques : la détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM.
- Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Méthode forfaitaire :

Elle est principale si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q^{max} = 5KN/m \leq \min(5KN/m^2; 2G) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq (l_i/l_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = constant \end{array} \right.$$

Principe de la méthode forfaitaire :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

M_0 : le moment isostatique

M_d : le moment sur l'appui de droite

M_g : le moment sur l'appui de gauche

M_t : le moment en travée

On vérifie alors les conditions suivantes :

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{pour une travée de rive} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Les moments sur les appuis sont donnés comme suite :

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

$0.4 * M_0$: pour les appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

$0.6 M_0$: pour les appuis intermédiaires d'une poutre à deux travées.

$0.15 M_0$: pour les appuis de rives.

Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués :

Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive.

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

□ □ Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}$ (isostatique) + $(M_i - M_{i-1}) / L_i$

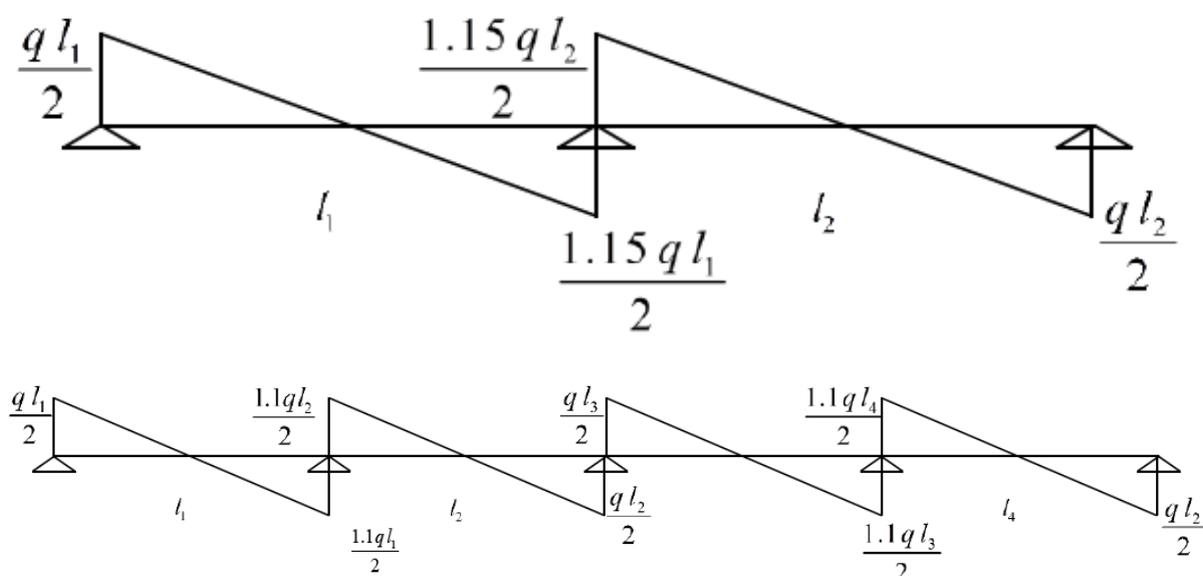


Figure III.1. Evaluation des efforts tranchants.

Application de la méthode forfaitaire :

1. Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min(2 \cdot G ; 5) \text{ KN/m}^2$

- ✓ **Plancher terrasse inaccessible** : $G = 5.49 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 1 \dots\dots\dots$ vérifiée
- ✓ **Plancher étages courants** : $G = 5.03 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée
- ✓ **Plancher étage 1** : $G = 5.03$
 $Q = 2.5 \dots\dots\dots$ vérifiée
- ✓ **Plancher RDC** : $G = 5.03$
 $Q = 5 \dots\dots\dots$ Vérifiée

2- Le moment d'inertie est constant pour toutes les travées.

3- Le rapport $0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25 \dots\dots$ est vérifiée pour les types de poutrelles 4, 5, 6, 8, 9 et 14

4- Fissuration peu nuisible.

Toutes les conditions sont satisfaites donc on applique la méthode forfaitaire pour ces types de poutrelles.

- Calcul des moments et des efforts tranchants dans les poutrelles :

Calcul des sollicitations :

A l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$ et $P_u = 0.65 q_u$

A l'ELS : $= G + Q$ et $P_s = 0.65 q_s$

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.2. Charges et surcharges sur les poutrelles.

Niveau	G	Q	ELU		ELS	
			q_u	P_u	q_s	P_s
Terrasse inaccessible	5.49	1				
			8.91	5.79	6.49	4.21
Etages courants	5.03	1.5	9.04	5.87	6.53	4.24
Service	5.03	2.5	10.54	6.85	7.53	4.89
commerce	5.03	5	14.29	9.28	10.03	6.51

Méthode de Caquot :**Conditions d'application :**

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée, mais peut s'appliquer également pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

- **Principe de la méthode :**

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigée pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

$$G' = 2/3 * G$$

$$\begin{cases} Pu = 1,35G + 1,5Q \\ Ps = G + Q \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} qu = Pu * l_0 \\ qs = Ps * l_0 \end{cases} \quad \text{avec : } l_0 = 0,65\text{m}$$

Les charges et surcharges sur les poutrelles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.3. Charges et surcharges sur les poutrelles.

Charge				ELU				ELS			
	G	G'	Q	qu	qu'	Pu	Pu'	qs	qs'	Ps	Ps'
Terrasse inaccessible	5.49	3.66	1	8.91	6.44	5.79	4.18	6.49	4.66	4.21	3.03
Etage courant	5.03	3.35	1.5	9.04	6.77	5.87	4.4	6.53	4.85	4.24	3.15
Service	5.03	3.35	2.5	10.54	8.27	6.85	5.38	7.53	5.85	4.89	3.8
commerce	5.03	3.35	5	14.29	12.02	9.28	7.81	10.03	8.35	6.51	5.43

- **Exemples de calcul : Méthode forfaitaire.**

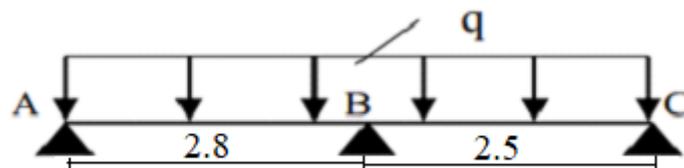


Figure III.2. Schéma statique de la poutrelle

- Calcul des moments :

M_0 : moment isostatique maximum.

ELU :

$$M_0 = \frac{P_u \times l_{AB}^2}{8} = \frac{5.79 \times 2.8^2}{8} = 5.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{0u}^{\max} = 5.67 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_0 = \frac{P_s \times l_{AB}^2}{8} = \frac{4.21 \times 2.8^2}{8} = 4.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{0s}^{\max} = 4.12 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis de rive :

$$M_A = M_C = -0.15M_0 \text{ avec : } M_0 = \max(M_0^{AB}, M_0^{BC})$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \text{ELU: } M_A = M_C = -0.850 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_A = M_C = -0.618 \text{ KN.m} \end{cases}$$

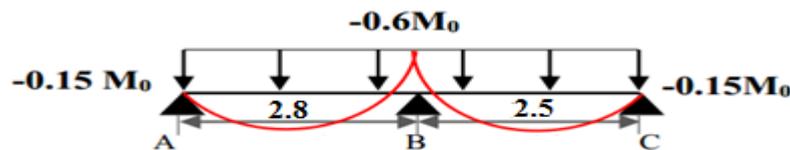


Figure III.3. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2travées

Moments aux appuis intermédiaires :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC})$$

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_B = -3.4 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_B = -2.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées :

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

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

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

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \Rightarrow \frac{1}{1+5.49} \Rightarrow \alpha = 0.154 \Rightarrow \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,046 \\ (1,2 + 0,3\alpha) = 1,246 \end{cases}$$

Travée AB :

$$\begin{cases} ELU: M_{tAB} = 4,25KN.m \\ ELS: M_{tAB} = 3,09KN.m \end{cases}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} ELU: M_{tBC} = 3,04KN.m \\ ELS: M_{tBC} = 2,2KN.m \end{cases}$$

Evaluation des efforts tranchants :

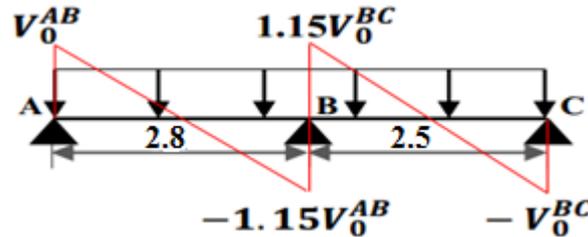


Figure II.4. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées

On a : $V_0 = q \cdot l / 2$: Effort tranchant isostatique :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = 8,1 \text{ KN} \\ V_B = -9,31 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = 8,31 \text{ KN} \\ V_C = -7,23 \text{ KN} \end{cases}$$

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

Tableau III.4. sollicitations dans les poutrelles du plancher terrasse :

Niveaux	ELU			ELS			
	Evaluation des moments			Efforts Tranchant Vu(KN)	Evaluation des moments		
	Ma^{riv} (KN.m)	Ma^{intr} (KN.m)	Mt (KN.m)		Ma^{riv} (KN.m)	Ma^{intr} (KN.m)	Mt (KN.m)
Plancher RDC	-3,56	-14,27	18,23	19,54	-2,58	-10,32	13,18
Etage 1							
Etages de 2 à 5	-3,56	-14,27	21,40	19,54	-2,58	-10,32	15,40
Etage 6 (T.I)	-3,78	-15,15	18,94	20,74	-2,76	-11,05	13,81

✓ Ferrailage des poutrelles

Exemple de calcul plancher: Type 4 (étage courant)

Données :

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t = 7,36 \text{ KN.M} \\ M_a^{\text{intr}} = -4,49 \text{ KN.M} \\ M_a^{\text{riv}} = -1,35 \text{ KN.M} \\ V_u = 11,3 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_t = 5,31 \text{ KN.M} \\ M_a^{\text{intr}} = -3,25 \text{ KN.M} \\ M_a^{\text{riv}} = -0,97 \text{ KN.M} \end{cases}$$

$$b = 65 \text{ cm}; \quad b_0 = 10 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad h_0 = 4 \text{ cm}; \quad d = 18 \text{ cm}; \quad f_e = 400 \text{ Mpa}; \\ f_{c28} = 25 \text{ Mpa}; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

Ferrailage en travée :

Moment équilibré par la table de compression

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 (0,18 - 0,02)$$

$$M_{Tu} = 59,07 \text{ KN.m} > M_t = 7,36 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Calcul d'une section rectangulaire (b} \times \text{h)}$$

$$u_{bu} = \frac{M_{tu}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,00736}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,0246 \Rightarrow u_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$u_{bu} = 0,0246 < u_l = 0,392 \quad \text{Donc : } A' = 0 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée.}$$

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

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

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}] \Rightarrow \alpha = 0,031$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) \Rightarrow Z = 0,179 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{7,36 \times 10^{-3}}{0,2 \times 348} \Rightarrow A_t = 1,18 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 > A_t = 1,18 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

On ferraille avec A_{\min}

$$\text{On opte pour : } A_t = 3 \text{ HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

✓ **Ferraillage aux appuis :**

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

Appui intermédiaire :

$$u_{bu} = \frac{Ma^{intr}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{4,49 \cdot 10^{-3}}{14,2 \cdot 0,1 \cdot 0,18^2} \Rightarrow u_{bu} = 0,097 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$u_{bu} = 0,097 < u_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0,127 \\ z = 0,170m \end{cases}$$

$$Aa^{intr} = \frac{Ma^{intr}}{z \cdot f_{st}} = \frac{4,49 \cdot 10^{-3}}{0,170 \cdot 348} \Rightarrow Aa^{intr} = 1,015 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

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

$$A_{min} = 0,22 \text{ cm}^2 < Aa^{intr} = 1,015 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

On opte pour : 2HA10=1,57cm²

Appuis de rive :

$$u_{bu} = \frac{Ma^{riv}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{1,35 \cdot 10^{-3}}{14,2 \cdot 0,1 \cdot 0,18^2} \Rightarrow u_{bu} = 0,029 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$u_{bu} = 0,029 < u_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0,036 \\ z = 0,177m \end{cases}$$

$$Aa^{riv} = \frac{Ma^{riv}}{z \cdot f_{st}} = \frac{1,35 \cdot 10^{-3}}{0,177 \cdot 348} \Rightarrow Aa^{riv} = 0,219 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,22 \text{ cm}^2 > Aa^{riv} = 0,219 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

On opte pour : 1HA10=0,79cm².

✓ **Ferraillage transversal :**

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

On prend $\phi t = 6 \text{ mm}$ D'où : $A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$ (un étrier)

Vérifications nécessaires**Vérifications à l'ELU :**

✓ **Vérifications de rupture par cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{Vu^{max}}{b_0 * d} = \frac{11,3 * 10^{-3}}{0,1 * 0,18} \Rightarrow \tau_u = 0,627 \text{ Mpa}$$

$$FPN \Rightarrow \bar{\tau} = \min \left(\frac{0,13 * f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

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

✓ **Espacement (St) :**

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

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

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

$$3) \quad St \leq \frac{0,8 * A_t * f_e * (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 * f_{t28} * k)} \quad \Rightarrow \quad St \leq 36,2 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases} \quad \text{et } \begin{cases} K = 1 \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

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

On prends: $St = 15 \text{ cm}$.

✓ **Vérifications des armatures longitudinales A_l vis-à-vis de l'effort tranchant Vu :****Appuis de rive :**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma b}{f_e} Vu \Rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 11,3 \times 10^{-3}$$

$$A_l^{min} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Or } A_l = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2 > A_l^{min} = 0,32 \text{ cm}^2$$

Appuis intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma b}{f_e} \left(Vu + \frac{Ma^{intr}}{0,9 * d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(11,3 \times 10^{-3} - \frac{4,49 * 10^{-3}}{0,9 * 0,18} \right)$$

$A_l \geq -0,0164 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

✓ **Vérification de la bielle :**

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

Ce qui donne : $Vu \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 11,3 \text{ KN} < 108,135 \text{ KN} \dots \dots \dots$ vérifiée

✓ **Vérification de la jonction table nervure :**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \cdot Vu}{0,9 \cdot b \cdot h_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = 3,25 \text{ Mpa} \quad \text{avec : } b_1 = \frac{b - b_0}{2} \Rightarrow b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = 0,737 \text{ Mpa} < 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

Vérifications à l'ELS :

Les vérifications concernées sont les suivantes :

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

• **En travée**

✓ **Position de l'axe neutre (H)**

$$H = \frac{b \times h_0}{2} - 15(d - h_0) = 0,244 \times 10^{-4} \text{ m}^3 > 0$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow calcul d'une section rectangulaire.

Calcul de y et I :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A y - 15A \cdot d = 0$$

$$0,325y^2 + 35,4 \times 10^{-4}y - 6,372 \times 10^{-4} = 0 \quad \Rightarrow y = 3,92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A (d - y)^2 \quad \Rightarrow I = 8323 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{5,31 \times 10^{-3} \times 3,92 \times 10^{-2}}{8323 \times 10^{-8}} = 2,5 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15(d - h_0) = 1,903 \times 10^{-4} \text{ m}^3 > 0$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow calcul d'une section rectangulaire.

Calcul de y et I :

$$\frac{b_0}{2}y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0$$

$$0.05y^2 + 25,55 \times 10^{-4}y - 4,239 \times 10^{-4} = 0 \Rightarrow y = 7,15 \text{ cm}$$

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

$$I = 3990,78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3,25 \times 10^{-3} \times 7,15 \times 10^{-2}}{3990,78 \times 10^{-8}} = 5,82 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

Condition de la vérification de la flèche :

Données : $l = 3,5 \text{ m}$; $M_{0s} = 6,49 \text{ KN.m}$; $M_{ts} = 5,31 \text{ KN.m}$

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_0}$$

$$3) h \geq \frac{M_{st}}{10M_{0s}} \times l$$

$$\frac{20}{350} = 0,05 < \frac{1}{16} \dots \dots \dots \text{pas vérifiée}$$

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

$$\Delta_f = (\Delta_{gv} - \Delta_{ji}) + (\Delta_{pi} - \Delta_{gi}) \leq \bar{f} \Rightarrow \bar{f} = \frac{350}{500} = 0,7 \text{ cm} \Rightarrow \bar{f} = 7 \text{ mm}$$

✓ **Evaluation des moments en travée :**

G = poids total $\Rightarrow G = 5,03 \text{ KN.m}$.

$$\Rightarrow j = 2,67 \text{ KN.m}$$

P = G + Q avec Q = 1,5 KN.m

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

$$\begin{cases} M_{ser}^g = G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 3,74 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 1,99 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 4,86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Modules de Young instantané et différé :

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{Mpa} \\ E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32456,595 \text{Mpa} \end{cases}$$

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{c28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 3,25 \\ \lambda_v = 0,4 \lambda_i = 1,30 \end{cases} \quad \text{avec : } \rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = 2,36 \Rightarrow \rho = 0,0131$$

$$y_G = 7.13 \text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times y_G^3 + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + 15 \times A(d - y_G)^2 \Rightarrow I_0 = 48311,4 \text{cm}^4$$

✓ Calcul des σ_{st} :

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = \frac{M_{gser}}{As(d - \frac{y}{2})} \\ \sigma_{st}^j = \frac{M_{jser}}{As(d - \frac{y}{2})} \\ \sigma_{st}^p = \frac{M_{pser}}{As(d - \frac{y}{2})} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 98,81 \text{Mpa} \\ \sigma_{st}^j = 52,57 \text{Mpa} \\ \sigma_{st}^p = 128,4 \text{Mpa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max \left(0,1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) \\ \mu_j = \max \left(0,1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) \\ \mu_p = \max \left(0,1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_g = 0,49 \\ \mu_j = 0,24 \\ \mu_p = 0,38 \end{cases}$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés ;

$$\begin{cases} I_{fji} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 29855,35 \\ I_{fgi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 20498,56 \text{cm}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 18420,29 \text{cm}^4 \\ I_{fgv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 32463,37 \text{cm}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \times l^2}{10 E_i \times I_{fji}} = 0,25 \times 10^{-3} \text{m} \\ f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10 E_i \times I_{fgi}} = 0,69 \times 10^{-3} \text{m} \\ f_{pi} = \frac{M_{ser}^p \times l^2}{10 E_i \times I_{fpi}} = 1 \times 10^{-3} \text{m} \\ f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10 E_v \times I_{fgv}} = 1,32 \times 10^{-3} \text{m} \end{cases}$$

$$\Delta_f = (\Delta_{gv} - \Delta_{ji}) + (\Delta_{pi} - \Delta_{gi}) = 0,138 \text{cm} \leq \bar{f} = 0,7 \text{cm} \dots \dots \dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

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

Tableau III.5. Ferrailage des poutrelles du plancher terrasse inaccessible :

		Ferrailage longitudinale						Ferrailage transversale	
		μ_{bu}	α	Z	A_{cal}	$A_{adopté}$	A_{min}		
01	travée	0,0236	0,029	0,178	1,14	2HA10=1,57	1,41	0,57	Etrier HA6
	A.rive	0,0289	0,036	0,177	0,22	1HA10=0,79	0,22		
	A.inter	0,0962	0,126	0,170	0,75	2HA10=1,57	0,22		
02	Travée	0,0296	0,037	0,177	1,44	2HA10=1,57	1,41		
	A.rive	0,0288	0,036	0,177	0,22	1HA10=0,79	0,22		
	A.inter	/	/	/	/	/	/		
03	Travée	0,0118	0,014	0,178	0,57	2HA10=1,57	1,41		
	A.rive	0,0184	0,012	0,179	0,14	1HA10=0,79	0,22		
	A.inter	0,0739	0,096	0,173	0,56	2HA10=1,57	0,22		

Tableau III.6. Ferrailage des poutrelles du plancher RDC (usage commerciale) :

		Ferrailage longitudinale						Ferrailage transversale	
		μ_{bu}	α	Z	A_{cal}	$A_{adopté}$	A_{min}		
01	travée	0,0268	0,033	0,177	1,3	2HA10=1,57	1,41	0,57	Etrier
	A.rive	0,0391	0,049	0,176	0,29	1HA10=0,79	0,22		
	A.inter	0,1884	0,263	0,161	1,54	2HA10=1,57	0,22		
02	Travée	0,0239	0,03	0,177	1,16	2HA10=1,57	1,41		

03	A.rive	0,0347	0,044	0,176	0,26	1HA10=0,79	0,22		HA6
	A.inter	0,1656	0,227	0,163	1,34	2HA10=1,57	0,22		
	Travée	0,0239	0,030	0,177	1,16	2HA10=1,57	1,41		
	A.rive	0,0347	0,044	0,176	0,26	1HA10=0,79	0,22		
	A.inter	0,1656	0,227	0,163	1,34	2HA10=1,57	0,22		

Tableau III.7. Ferrailage des poutrelles du plancher étage 1(usage service) :

		Ferrailage longitudinale						Ferrailage transversale	
		μ_{bu}	α	Z	A_{cal}	$A_{adopté}$	A_{min}		
01	travée	0,0184	0,023	0,178	0,89	2HA10=1,57	1,41		
	A.rive	0,0269	0,034	0,177	0,2	1HA10=0,79	0,22		
	A.inter	0,1295	0,173	0,167	1,02	2HA10=1,57	0,22		
02	Travée	0,0165	0,027	0,178	0,79	2HA10=1,57	1,41		
	A.rive	0,0239	0,03	0,177	0,17	1HA10=0,79	0,22		
	A.inter	0,1138	0,151	0,169	0,89	2HA10=1,57	0,22		
03	Travée	0,0165	0,027	0,178	0,79	2HA10=1,57	1,41		
	A.rive	0,0239	0,03	0,177	0,17	1HA10=0,79	0,22		
	A.inter	0,1138	0,151	0,169	0,89	2HA10=1,57	0,22		

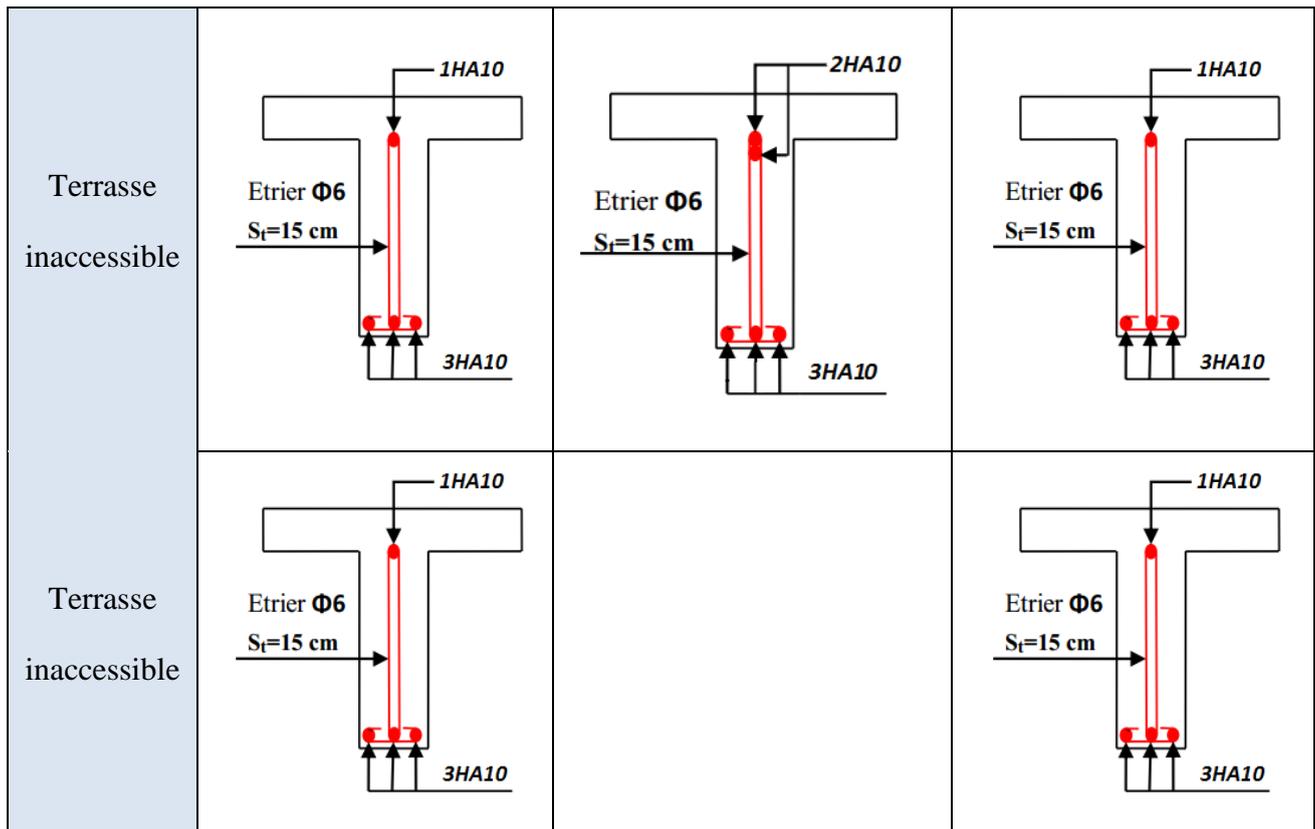
Tableau III.8. Ferrailage des poutrelles des étages courants (usage habitation) :

		Ferrailage longitudinale						Ferrailage transversale	
		μ_{bu}	α	Z	A_{cal}	$A_{adopté}$	A_{min}		
01	travée	0,0152	0,019	0,178	0,73	2HA10=1,57	1,41	0,57	Etrier HA6
	A.rive	0,0219	0,027	0,178	0,16	1HA10=0,79	0,22		
	A.inter	0,1032	0,136	0,170	0,80	2HA10=1,57	0,22		
02	Travée	0,0150	0,018	0,178	0,72	2HA10=1,57	1,41		
	A.rive	0,0219	0,027	0,178	0,16	1HA10=0,79	0,22		
	A.inter	0,1060	0,14	0,169	0,82	2HA10=1,57	0,22		
03	Travée	0,0151	0,019	0,178	0,73	2HA10=1,57	1,41		
	A.rive	0,0187	0,023	0,178	0,13	1HA10=0,79	0,22		
	A.inter	0,1249	0,167	0,167	0,98	2HA10=1,57	0,22		
04	Travée	0,0131	0,016	0,178	0,63	2HA10=1,57	1,41		
	A.rive	0,0156	0,02	0,178	0,11	1HA10=0,79	0,22		
	A.inter	0,0521	0,066	0,175	0,39	1HA10=0,79	0,22		
05	Travée	0,0131	0,016	0,178	0,63	2HA10=1,57	1,41		
	A.rive	0,0156	0,012	0,178	0,11	1HA10=0,79	0,22		
	A.inter	0,0521	0,066	0,175	0,39	1HA10=0,79	0,22		
06	Travée	0,0246	0,031	0,179	1,18	2HA10=1,57	1,41		
	A.rive	0,0293	0,037	0,177	0,21	1HA10=0,79	0,22		

	A.inter	0,0975	0,127	0,170	1,015	2HA10=1,57	0,22		
07	Travée	0,0151	0,0190	0,178	0,73	2HA10=1,57	1,41		
	A.rive	0,0219	0,027	0,178	0,16	1HA10=0,79	0,22		
	A.inter	0,106	0,14	0,169	0,82	2HA10=1,57	0,22		
08	Travée	0,0134	0,016	0,178	0,65	2HA10=1,57	1,41		
	A.rive	0,0195	0,012	0,179	0,14	1HA10=0,79	0,22		
	A.inter	0,0932	0,122	0,171	0,72	1HA10=0,79	0,22		
09	Travée	0,0151	0,019	0,178	0,73	2HA10=1,57	1,41		
	A.rive	0,0219	0,027	0,178	0,16	1HA10=0,79	0,22		
	A.inter	0,1060	0,14	0,169	0,82	2HA10=1,57	0,22		

Tableau III.9. Schéma de ferrailage des poutrelles :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Tous les niveaux			



2. Etude de la dalle de compression

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} : \frac{4 \times l_0}{f_e} = 1.11 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{//} : \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour faciliter la mise en œuvre ; on prend un treillis soudé $TS\Phi 5(150*150)$

2.1. Schéma de ferrailage de la dalle de compression



Figure III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.3. Dalles pleines :

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

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

Types des dalles :

✓ Dalle sur 2 appuis :

$$L_x = 1.5\text{m} ; L_y = 3.45$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,5}{3,45} = 0.43 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille selon 2 sens.}$$

$$G = 5,11 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_u = 12.15 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 8.61 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Pour une bonde de 1ML} \Rightarrow \begin{cases} q_u = 12,15 \text{ KN/m} \\ q_s = 8,61 \text{ KN/m} \end{cases}$$

ELU

ELS

$$\rho = 0.76 \begin{cases} \mu_x = 0,1062 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.1027 \\ \mu_y = 0,3077 \end{cases}$$

ELU :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 2,9 \text{ kn.m} \\ M_0^y = 0,725 \text{ kn.m} \end{cases}$$

ELS

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 2,11 \text{ KN.M} \\ M_0^y = 0,649 \text{ KN.M} \end{cases}$$

moment en travée :

ELU :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 m_0^x \\ M_t^y = 0.85 m_0^y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 2,465 \text{ kn.m} \\ M_t^y = 0,616 \text{ kn.m} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 m_0^x \\ M_t^y = 0.85 m_0^y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 1,794 \text{ kn.m} \\ M_t^y = 0,552 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Moment au niveau des appuis :

ELU :

$$M_a^x = M_a^y = -0.4 m_0^x = -1.16 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$M_a^x = M_a^y = -0.4 m_0^x = -0.844 \text{ KN.m}$$

Calcul de ferrailage :**Sens // l_x :**

$$d = e - c = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,465 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0103 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.0129$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.1293 \text{ cm}$$

$$A_{tx} = \frac{M_t^x}{z f_{st}} = \frac{2, \times 10^{-3}}{0.1293 \times 348} \Rightarrow A_{tx} = 0.39 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 15 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right. \Rightarrow A_{tx}^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b \cdot e \Rightarrow A_{tx}^{\min} = 1.154 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } f_e 400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$A_{tx} < A_{tx}^{\min} \dots\dots\dots \text{on ferraille avec } A_{tx}^{\min}.$$

$$\text{On adopte : } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq \min(45; 33 \text{ cm}).$$

$$S_t = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens // I_y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,616 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.00321 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.00321 \Rightarrow Z = 0.1298 \text{ cm}$$

$$A_{ty} = \frac{M_t^y}{z f_{st}} = \frac{0.616 \times 10^{-3}}{0.1298 \times 348} \Rightarrow A_{ty} = 0.136 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$e = 12 \text{ cm} \Rightarrow A_{ty}^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_{ty}^{\min} > A_{ty} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\text{On adopte : } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul de l'espacement :

$$S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} < \min(4e; 45 \text{ cm})$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.10. Ferrailage de la dalle sur 2 appuis :

En travée								
Sens	$M_t(\text{kn. m})$	μ_{bu}	α	Z(cm)	$A^{cal}(\text{cm}^2)$	$A^{min}(\text{cm}^2)$	$A^{adpt}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
X	2.465	0.0103	0.0129	0.1293	0.39	1.54	3HA10=2.36	33
Y	0.616	0.002567	0.00321	0.1298	0.136	1.2	3HA10=2.36	33
En appuis								
x et y	1.16	0.00483	0.00605	0.1297	0.26	1.54	3HA10=2.36	33

Vérification à L'ELU :

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_x = q_u \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 8.8 \text{ kn.}$$

$$\tau_u = \frac{8.8 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.068 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.068 < 1.167 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Pas de rupture par cisaillement}).$$

Vérification à l'ELS :

La contrainte dans le béton :

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

Sens //x :

✓ Position de l'axe neutre:

$$b \frac{y^2}{2} + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 35.4y - 460.2 = 0$$

$$y = 2.7 \text{ cm}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3}2.7^3 + 15 \times 2.36(13 - 2.7)^2$$

$$I = 4411.7 \text{ cm}^4.$$

$$M_{\text{ser}} = 1.794 \text{ kn.m}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 1.1 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En appuis :

$$\sigma_{\text{bc}} = 0.52 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens //y :

✓ Position de l'axe neutre:

$$b \frac{y^2}{2} + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 35.4y - 460.2 = 0$$

$$y = 2,7 \text{ cm}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3}2.7^3 + 15 \times 2.36(13 - 2.7)^2$$

$$I = 4411.7 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 0.52 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Etat limite de fissuration :

$$\sigma_{\text{st}} = 15\sigma_{\text{bc}} \left(\frac{d-y}{y} \right) \leq \bar{\sigma}_{\text{st}} = \text{Min} \left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right) \rightarrow \text{Fissuration nuisible.}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{\text{st}} = 201,64 \text{ MPa}$$

Sens //x :

$$\sigma_{\text{st}} = 62.83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{st}} = 201,64 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sens //y :

$$\sigma_{\text{st}} = 19,33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{st}} = 201,64 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En appuis:

$$\sigma_{\text{st}} = 29,56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{st}} = 201,64 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Etat limite de déformation :

Sens //x :

$$\frac{e}{l_x} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20m_0^x} \right] \Rightarrow 0.1 > 0.0425 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 1.82 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens//y :

$$\frac{e}{l_y} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t^y}{20m_0^y} \right] \Rightarrow 0,0435 > 0.0425 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 1.82 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

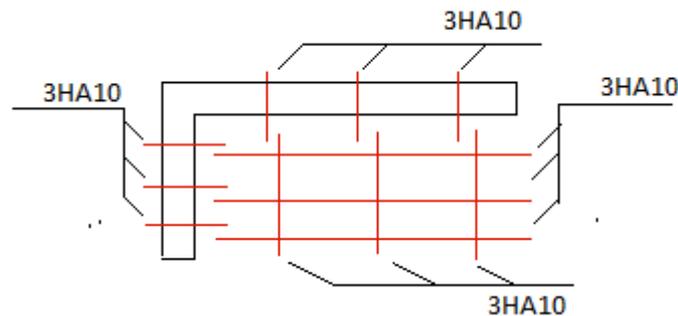


Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle pleine à deux appuis.

Dalle pleine sur 3 appuis :

$$L_x = 1,5 \text{ m}$$

$$L_y = 5,48 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,5}{5,48} = 0.27 < 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille selon un seul sens.}$$

ELU :

$$M_{0x} = \frac{P \cdot L_x^2 \cdot L_y}{2} - \frac{2 \cdot P \cdot L_x^3}{3} = 47,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \frac{P \cdot L_x^3}{6} = 6,83 \text{ KN.m}$$

$$M_t^x = 0,75 \times M_{0x} = 35,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 5,12 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = M_t^y = 0,5 \cdot M_{0x} = 23,79 \text{ KN.m}$$

$$\frac{p_u \times L_x}{2} = 9,11 \text{ KN}$$

Conditions de non fragilité :

$$\text{Fe400} \longrightarrow \rho_0 = 0.0008$$

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

$$A^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Ferraillage en travée :**Sens // x :**

$$\mu_{\text{bu}} = 0,1486$$

$$\alpha=0.202$$

$$Z=0,1195 \text{ m}$$

$$A_s = 8; 58 \text{ cm}^2$$

Donc, On ferraille avec 8HA12 =9.05 cm²

Sens //y :

$$\mu_{\text{bu}} = 0,021$$

$$\alpha=0.0256$$

$$Z=0,1286 \text{ m}$$

$$A_s = 1,14 \text{ cm}^2 < A^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

Donc, on ferraille avec 3HA10=2.56 cm²

Ferraillage en appuis :

$$\mu_{\text{bu}} = 0,099$$

$$\alpha=0.136$$

$$Z=0,123 \text{ m}$$

$$A_s = 5.55 \text{ cm}^2$$

Donc, On ferraille avec 5HA12 =5,65 cm²

Espacements :**Sens // x :**

$$S_t = \min(3e; 20\text{cm}) = 20\text{cm}$$

Sens // x :

$$S_t = 25\text{cm} < \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Vérifications à l'ELU :**Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{9,11 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,07\text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0,07 < 1,167\text{MPa} \dots\dots\dots (\text{Pas de rupture par cisaillement}).$$

Vérification à l'ELS :**La contrainte dans le béton :**

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

Sens //x :**✓ Position de l'axe neutre :**

$$b \frac{y^2}{2} + 15A.y - 15A.d = 0$$

$$y = 4,73\text{cm}$$

✓ Le moment d'inertie:

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

$$I = 12811,8\text{ cm}^4.$$

$$M_{ser} = 25,27\text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 9,32\text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens //y :**✓ Position de l'axe neutre :**

$$b \frac{y^2}{2} + 15A.y - 15A.d = 0$$

$$y = 2,7\text{ cm}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 2,7^3 + 15 \times 2,36(13 - 2,7)^2$$

$$I = 4411,7\text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 2,22 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En appuis :

Position de l'axe neutre :

$$y = 3,92 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I = 8995,7 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 7,34 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Etat limite de fissuration :

$$\sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \left(\frac{d-y}{y} \right) \leq \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right) \rightarrow \text{Fissuration nuisible.}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = 201,64 \text{ MPa}$$

Sens //x :

$$\sigma_{st} = 244,67 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201,64 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Sens //y :

$$\sigma_{st} = 127,12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,64 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En appuis:

$$\sigma_{st} = 255,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,64 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Dans le sens //x et en appuis la condition n'est pas vérifiée.

On augmente la section d'acier :

Sens //x :

$$A_s = 8\text{HA}14 = 12,32 \text{ cm}^2$$

$$y = 5,32 \text{ cm}$$

$$I = 15918,9 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 8,44 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 182,87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,64 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

En appuis :

$$A_s = 5\text{HA}14 = 7,70 \text{ cm}^2$$

$$y = 4,44 \text{ cm}$$

$$I = 11459,99 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6,53 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 188,79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,64 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Etat limite de déformation :

$$\frac{e}{l_x} \geq \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_0^x} \right] \Rightarrow 0,1 > 0,0375 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 9,47 \times 10^{-3} < 10,5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

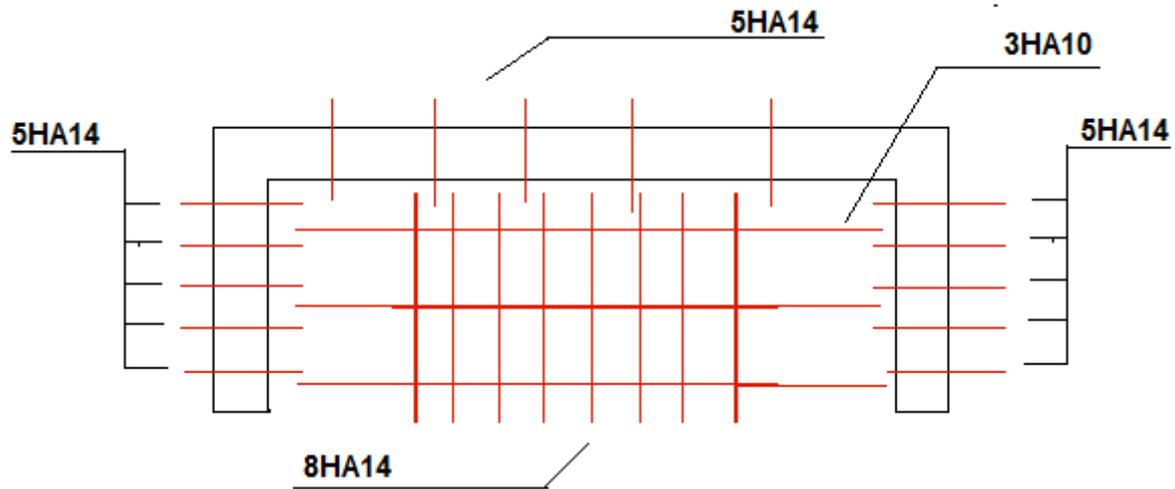


Figure III.7. schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.

Dalle pleine sur quatre appuis :

$$L_x = 2.3\text{m} ; L_y = 5.48$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.3}{5.48} = 0.42 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille selon 2 sens.}$$

$$G = 5,11 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_u = 12.15 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 8.61 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Pour une bonde de 1ML} \Rightarrow \begin{cases} q_u = 12,15 \text{ KN/m} \\ q_s = 8,61 \text{ KN/m} \end{cases}$$

ELU

ELS

$$\rho = 0.76 \begin{cases} \mu_x = 0,1075 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.1098 \\ \mu_y = 0,3000 \end{cases}$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 6,9 \text{ kn. m} \\ M_0^y = 1,725 \text{ kn. m} \end{cases}$$

$$\text{ELS } \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 5 \text{ KN. M} \\ M_0^y = 1,5 \text{ KN. M} \end{cases}$$

moment en travée :

ELU :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 m_0^x \\ M_t^y = 0.85 m_0^y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 5,87 \text{ kn. m} \\ M_t^y = 1,47 \text{ kn. m} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 m_0^x \\ M_t^y = 0.85 m_0^y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 4,25 \text{ kn.m} \\ M_t^y = 1,275 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Moment au niveau des appuis :

ELU :

$$M_a^x = -0.3 m_0^x = -1,76 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0.3 m_0^y = -0,52 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$M_a^x = -0.3 m_0^x = -1,5 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0.3 m_0^y = -0,45 \text{ KN.m}$$

Calcul de ferrailage :

Sens // I_x :

$$d = e - c = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,794 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.024 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.03$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.128 \text{ cm}$$

$$A_{tx} = \frac{M_t^x}{z f_{st}} = \frac{1,794 \times 10^{-3}}{0.128 \times 348} \Rightarrow A_{tx} = 1,3 \text{ cm}^2.$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$\begin{cases} e = 15 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow A_{tx}^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) b.e \Rightarrow A_{tx}^{\min} = 1,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } f_e 400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$A_{tx} < A_{tx}^{\min} \dots \dots \dots \text{on ferraille avec } A_{tx}^{\min}.$$

$$\text{On adopte : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq \min(45; 33 \text{ cm}).$$

$S_t = 33\text{cm}$ condition vérifiée.

Sens // I_y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{bd^2f_{bu}} = \frac{0,52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0061 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0076 \Rightarrow Z = 0.129 \text{ cm}$$

$$A_{ty} = \frac{M_t^y}{z f_{st}} = \frac{0.652 \times 10^{-3}}{0.129 \times 348} \Rightarrow A_{ty} = 0.32 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$e = 12 \text{ cm} \Rightarrow A_{ty}^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$A_{ty}^{\min} > A_{ty}$ condition non vérifiée.

On adopte : 4HA8 = 2.01 cm²

Calcul de l'espacement :

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(3e; 33\text{cm})$$

En appuis :

$$\mu_{bu} = 0.0073 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0091 \Rightarrow Z = 0.129 \text{ cm}$$

$$A_{ty} = \frac{M_t^y}{z f_{st}} \Rightarrow A_{ty} = 0.38 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$e = 12 \text{ cm} \Rightarrow A_{ty}^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$A_{ty}^{\min} > A_{ty}$ condition non vérifiée.

On adopte : 4HA8 = 2.01 cm²

Calcul de l'espacement :

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(3e; 33\text{cm})$$

Vérifications à l'ELU :

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{13,55 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,01 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,01 < 1,167 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Pas de rupture par cisaillement}).$$

Vérification à l'ELS :**La contrainte dans le béton :**

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

Sens //x :**✓ Position de l'axe neutre :**

$$b \frac{y^2}{2} + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0$$

$$y = 2,51 \text{ cm}$$

✓ Le moment d'inertie:

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

$$I = 3844,81 \text{ cm}^4.$$

$$M_{ser} = 4,25 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 2,77 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens //y :**✓ Position de l'axe neutre :**

$$b \frac{y^2}{2} + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0$$

$$y = 2,51 \text{ cm}$$

✓ Le moment d'inertie:

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

$$I = 3844,81 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 0,83 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

En appuis :

Position de l'axe neutre :

$$y = 2,51 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I = 3844,81 \text{ cm}^4.$$

Sens //Lx: $\sigma_{bc} = 0,97 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$condition vérifiée.Sens //Ly : $\sigma_{bc} = 0,29 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$condition vérifiée.**Etat limite de fissuration :**

$$\sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \left(\frac{d-y}{y} \right) \leq \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right) \rightarrow \text{Fissuration nuisible.}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = 201,64 \text{ MPa}$$

Sens //x :

$$\sigma_{st} = 173.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201; 64 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sens //y :

$$\sigma_{st} = 52.03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.64 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En appuis:

$$\text{Sens //x : } \sigma_{st} = 60.8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201; 64 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

$$\text{Sens //y : } \sigma_{st} = 18.18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201; 64 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

Etat limite de déformation :**Sens //x :**

$$\frac{e}{l_x} > \frac{3}{80} \Rightarrow 0.065 > 0.0375 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 1.5 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens //y :

$$\frac{e}{L_y} > \frac{3}{80} \Rightarrow 0.027 < 0.0375 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 1.5 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La vérification de la flèche est nécessaire dans le sens y-y.

$$\left\{ \begin{array}{l} J=3.75 \text{ KN.m} \\ G=5.11 \text{ KN.m} \\ P= 8.61 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} q_j=2.44 \text{ KN.m} \\ q_g=3.32 \text{ KN.m} \\ q_p=5.59 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_j=0.55 \text{ KN.m} \\ M_g=0.75 \text{ KN.m} \\ M_p=1.27 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = 0647 \text{ mm} < f_{adm} = 1,096 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

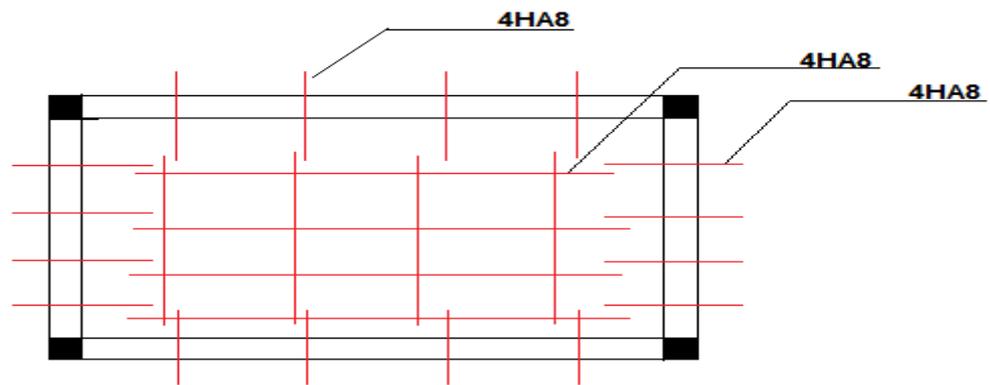


Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.

III.4. Étude des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferriller comme une poutre rectangulaire.



Partie 1 :

Charges et surcharges

On fait le calcul pour 1 ml

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

Tableau II.11. Charge et surcharge :

Niveau	Section	G (kn/ml)	Q (kn/ml)
RDC et étage courant	Palier	5.11	2.5
	Paillasse	7.01	2.5

Calcul du chargement qui revient sur l'escalier :

RDC et étage courant :

$$\text{ELU} \begin{cases} \text{Palier:} \\ 1.35G + 1.5Q = 10.64 \text{kn/ml} \\ \text{paillasse} \\ 1.35G + 1.5Q = 13.21 \text{kn/ml} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} \text{palier} \\ G + Q = 7.61 \text{kn/ml} \\ \text{paillasse} \\ G + Q = 9.51 \text{kn/ml} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :**Calcul des réactions :**

Après le calcul RDM on trouve

$$R_A = 18.36 \text{ KN}$$

$$R_B = 18 \text{ KN}$$

Calcul des moments :

Premier tronçon : $0 < x < 0.9 \text{m}$

$$M(x) = -5.32x^2 + 18.36x$$

$$T = 10.64x - 18.36$$

 $x=0$:

- $M=0$
- $T=-18.36 \text{ KN}$

 $x=0.9$:

- $M=12.21$
- $T=-8.78 \text{ KN}$

Deuxième tronçon : $0.9 < x < 1.8$

$$M(x) = -\frac{13.21(x-0.9)^2}{2} - 10.64 \frac{0.9(x-0.9)}{2} + 18.36x$$

$$T(x) = 13.21(x-0.9) + 10.69 \times 0.9 - 18.36$$

$x=0,9$ m

- $M=12,21$ KN.m
- $T=-8,78$ KN

$x=1,8$ m

- $M=14,77$ KN.m
- $T=3,1$ KN

Troisième tronçon : $0 < x < 1,4$ m

$$M(x) = -\frac{10,64x^2}{2} + 18x$$

$$T(x) = -10,64x + 18$$

$x=0$:

- $M=0$
- $T=18$ KN

$x=1,4$ m :

- $M=14,77$ KN.m
- $T=3,1$ KN

Calcul de M^{\max} :

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

Calcul de x :

$$\frac{dM}{dX} = 0 \rightarrow -10,64x + 18 = 0$$

$$X=1,69$$
 m

$$M^{\max}=15,22$$
 KN.m

Calcul des moments réels :

$$M_a = -0,5 M^{\max} = -7,61$$
 KN.m

$$M_t = 0,85 M^{\max} = 12,97$$
 KN.m

Ferrailage:

Les résultats du ferrailage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau.III.12. Ferrailage de l'escalier partie 1

section	M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^r (cm ²)	$A^{r\ adpt}$ (cm ²)	A^{adpt} (cm ²)
travée	12.97	0.054	0.069	12.6	2.95	1.57	1.13	4HA8=2.51	4HA12=4.52
appuis	7.61	0.032	0.040	12.7	1.72	1.57	0.847	3HA8=1.51	3HA12=3.39

Espacement maximal :

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 17; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$$

-En travée: $S_t = 25 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$vérifiée

-Sur appui : $S_t = 33\text{cm} \leq 33\text{cm}$vérifiée

Vérifications à l'ELU :

$$\tau_u = \frac{dM}{dM} \leq \bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{dM}{dM} = 0 \rightarrow x = 1,69\text{m}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ pas d'armatures transversales.

Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A^r est nulle donc on vérifie que σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{m_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{palier} \\ q_p = G + Q = 7.61\text{kn/ml} \\ \text{paillasse} \\ q_v = G + Q = 9.51\text{kn/ml} \end{array} \right.$$

Tableau III.13. les résultats de calcul par la méthode RDM.

R _A	R _B	X	M ₀	M _{ser}	Y	I	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	Observation
Travée									
13.16	12.90	1.69	10.93	9.29	3.57	7545.75	4.39	15	vérifiée
Appui									
13.16	12.9	1.69	10.93	4.37	3.16	5975.4	2.31	15	vérifiée

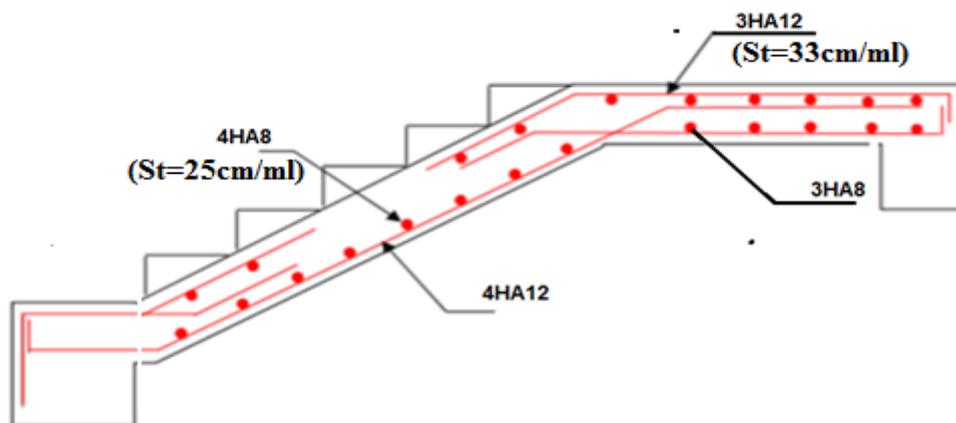
Etat de déformation :

$$\frac{h}{l} = \frac{12}{320} = 0.0375 < \frac{1}{16} = 0.0626$$

La condition n'est pas vérifiée donc on doit vérifier la flèche.

Tableau III.14. Vérification de la flèche.

L(m)	As(cm ²)	M _{jser}	M _{gser}	M _{pser}	I	I ₀
3.2	4.52	4,08	7,62	8,23	4220,6	15427
Y	I _{fji}	I _{fgi}	I _{fpi}	I _{gv}	Δf	f _{adm}
3,06	13176	6679,5	6679,5	1049,9	5,89	6,4

**Figure III.9.**schéma de ferrailage parie 1 de l'escalier type 2.

2^{ème} partie EF :

$$G=7,75\text{KN/m}^2$$

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

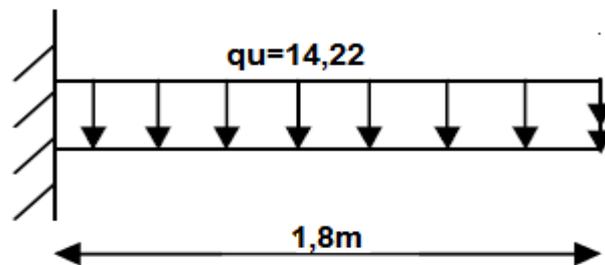


Figure.III.10.schéma statique de la partie 2 de l'escalier.

Ce type calcule comme une console

Calcul a ELU :

$$q_v=1.35G_v+1.5Q_v$$

$$q_v=14.22\text{KN/ml}$$

le résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.15. résultat de ferrailage de la deuxième partie.

M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A^{r\ adpt}$ (cm ²)	A^{adpt} (cm ²)
23.04	0.096	0.126	12.3	5.38	1.57	4HA8=2.51	5HA12=5.65

Espacement maximal :

$$S_t \leq \min (2.5h; 25\text{cm}) = \min (37.5; 25) \text{ cm} = 25\text{cm}$$

$$S_t= 20 \text{ cm} \leq 25\text{cm}.....\text{vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = 25,59 \times \frac{10^{-3}}{1 \times 0,1} 0.196\text{MPa} \leq \bar{\tau}=0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}$$

Calcul à l'ELS :

$$P_s=10,25 \text{ KN/ml}$$

$$M_s=10,04 \text{ KN.m}$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$Y=3,92 \text{ m}$$

$$I=8995,2 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{m_{ser}}{I} y = 4,42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{180} = 0.083 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20}\right)$$

$$= 0.05 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0043 > \frac{4.2}{f_e}$$

$$= 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

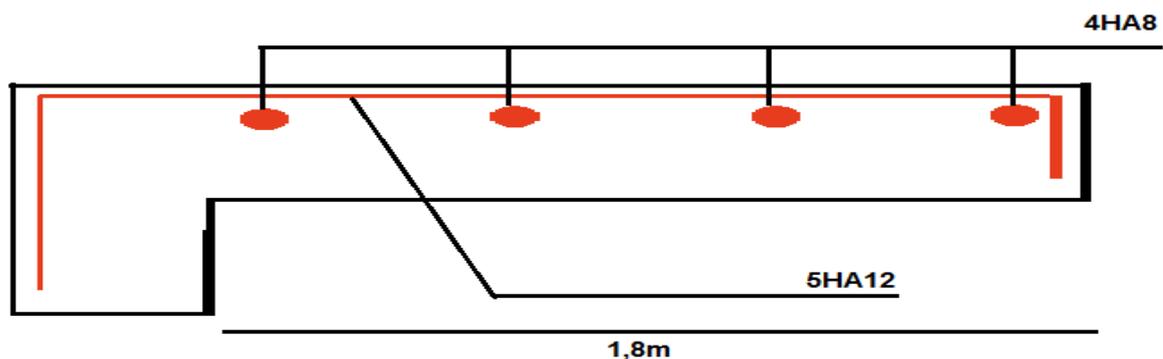


Figure III.11.Schéma de ferrailage de la deuxième partie.

Troisième partie :

Charges et surcharges

On fait le calcul pour 1 ml

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

Tableau II.16. Charge et surcharge :

Niveau	Section	G (kn/ml)	Q (kn/ml)
RDC et étage courant	Palier	5.11	2.5
	Paillasse	7.75	2.5

Calcul du chargement qui revient sur l'escalier :

RDC et étage courant :

$$ELU \begin{cases} \text{Palier:} \\ 1.35G + 1.5Q = 10,64 \text{kn/ml} \\ \text{paillasse} \\ 1.35G + 1.5Q = 14,02 \text{kn/ml} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} \text{palier} \\ G + Q = 7,61 \text{ kn/ml} \\ \text{paillasse} \\ G + Q = 10,25 \text{kn/ml} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :**Calcul des réactions :**

Après le calcul RDM on trouve

$$R_A = 19,93 \text{ KN}$$

$$R_B = 21,96 \text{ KN}$$

Calcul des moments :Premier tronçon : $0 < x < 1,4\text{m}$

$$M(x) = -10,64 \cdot x^2 + 19,93 \cdot x$$

$$T = 10,64 \cdot x - 19,93$$

x=0 :

- M=0
- T=-19,93 KN

$x=1,4$:

- $M=16,49 \text{ KN.m}$
- $T=-3,63 \text{ KN}$

Deuxième tronçon : $1,4 < x < 3,2 \text{ m}$

$$M(x) = -\frac{14,22(x-1,4)^2}{2} - 10,64\frac{1,4(x-1,4)}{2} + 19,93x$$

$$T(x) = 14,22(x-1,4) + 10,64 \times 1,4 - 19,93$$

$x=1,4 \text{ m}$

- $M=16,49 \text{ KN.m}$
- $T=-3,63 \text{ KN}$

$x=3,2 \text{ m}$

- $M=0 \text{ KN.m}$
- $T=21,96 \text{ KN}$

Calcul de M^{\max} :

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

Calcul de x :

$$\frac{dM}{dX} = 0$$

$$X=1,71 \text{ m}$$

$$M^{\max}=17,06 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels :

$$M_a = -0,5 M^{\max} = -8,53 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M^{\max} = 14,5 \text{ KN.m}$$

Ferrailage :**Tableau III.17.** ferrailage de l'escalier partie 3.

section	M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^r (cm ²)	$A^{r\ adpt}$ (cm ²)	A^{adpt} (cm ²)
travée	14,5	0.06	0.077	12.6	3.3	1.57	1.13	4HA8=2.51	4HA12=4.52
appuis	8,53	0.035	0.044	12.7	1.93	1.57	0.847	3HA8=1.51	3HA12=3.39

Espacement maximal :

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33)\text{ cm} = 33\text{cm}$$

-En travée: $S_t = 20\text{ cm} \leq 33\text{cm}$vérifiée

-Sur appui : $S_t = 20\text{ cm} \leq 33\text{cm}$vérifiée

Vérifications à l'ELU :

$$\tau_u = \frac{dM}{dM} \leq \bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{dM}{dM} = 0 \rightarrow x = 2,6\text{m}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ pas d'armatures transversales.

Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle donc on vérifie que σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{m_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{palier} \\ q_p = G + Q = 7.61\text{kn/ml} \\ \text{paillasse} \\ q_v = G + Q = 10,25\text{kn/ml} \end{array} \right.$$

Tableau III.18.les résultats de calcul par la méthode RDM.

R _A	R _B	X	M ₀	M _{ser}	Y	I	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	Observation
Travée									
13.51	15.59	1.71	11.98	10.18	3.57	7545.75	4.18	15	vérifiée
Appui									
13.51	15.59	1.71	11.98	5.99	3.16	5975.4	3.16	15	vérifiée

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{320} = 0.083 > \frac{1}{16} = 0.05 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0043 > \frac{4.2}{f_e}$$

$$= 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

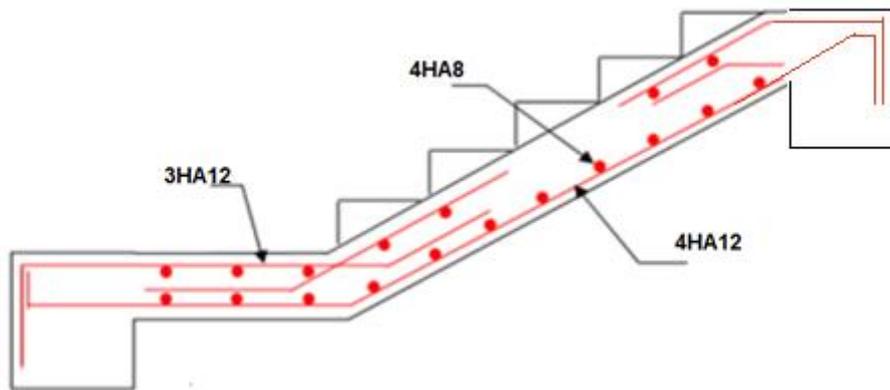


Figure III.12.Schéma de ferrailage de la partie 3 de l'escalier.

III.5. Calcul de la poutre brisée :

Dimensionnement :

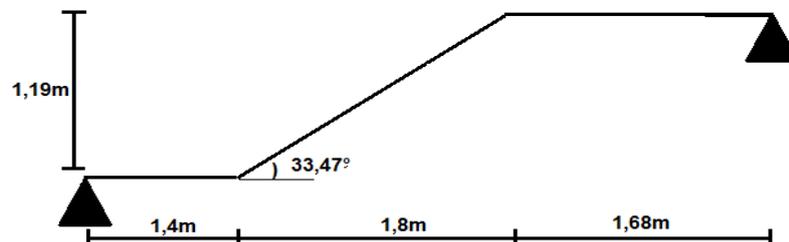


Figure III.13. Schéma statique de la poutre brisée.

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

$$l = 1,4 + 1,8 \times \cos 33,47 + 1,68 = 5,24 \text{ m}$$

$$\frac{524}{15} = 34,93 \leq h \leq \frac{524}{10} = 52,4 \text{ cm}$$

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

Calcul à la flexion simple :

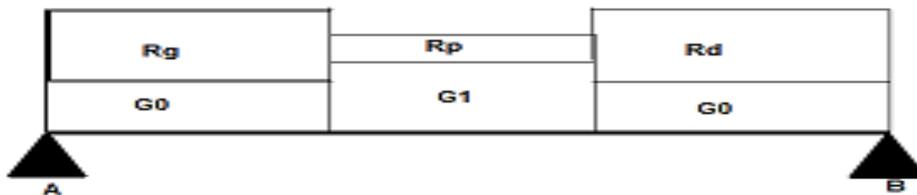


Figure III.14. Charges et surcharges agissant sur la poutre brisée.

La poutre est soumise à son poids propre :

$$G_0 = 25 \times 0,35 \times 0,4 = 3,5 \text{ KN/ml}$$

$$G_1 = \frac{25 \times 0,3 \times 0,4}{\cos 33,47} = 4,2 \text{ KN/ml}$$

En plus, elle est soumise aux charges transmises par l'escalier.

$$R_g = 18 \text{ KN/m}$$

$$R_d = 19,93 \text{ KN/m}$$

$$R_p = 25,59 \text{ KN/m}$$

ELU:

$$q_{eq} = 21,75 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35(3,5 + 4,2) + 21,75 = 32,15 \text{ KN/ml}$$

$$M_t = 36,78 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 73,56 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$q_{eq} = 21,75 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (3,5 + 4,2) + 18,33 = 26,03 \text{ KN/ml}$$

$$M_t = 29,78 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 59,56 \text{ KN.m}$$

Tableau III.19. Ferrailage de la poutre brisée

section	M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A^{cai} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adpt} (cm ²)
travée	36.78	0.051	0.065	37	2.87	1.6	4HA12=4.52
appuis	73.56	0.102	0.134	36	5.87	1.6	4HA14=6.16

Vérification des contraintes de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = 25,59 \times \frac{10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,196 \text{ MPa}$$

$$V_u = P_u \cdot l/2 = 84,23$$

$$\tau_u = \frac{v}{bd} = 84,23 \times \frac{10^{-3}}{0,35 \times 0,38} = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc la condition est vérifiée (pas de risque de cisaillement)

Les armatures transversales :

Soit : $St = 20 \text{ cm}$

$$St = 20 \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 34,2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

$$A_t = \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0,4 \times 0,35 \times 20}{400} = 0,4 \text{ Cm}^2$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0,3f_{t28}) \times b \times St}{0,8f_e} = 0$$

Le moment de torsion :

Le moment maximum aux appuis : $M_t = 8.53 \text{ KN.m}$

$$M_T = \frac{M_t \times l}{2} = \frac{8.53 \times 5.24}{2} = 22.35 \text{ KN.m}$$

Calcul de la contrainte de cisaillement à la torsion :

$$\tau_T = \frac{M_T}{2\Omega e}$$

$$e = \frac{1}{6} \times b = \frac{1}{6} \times 35 = 5,83 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = (35 - 5.83)(40 - 5.83) = 996.74 \text{ cm}^2$$

$$\tau_T = \frac{22.35 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0996 \times 0.0583} = 1.92 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que : $\tau < \bar{\tau}$

$$\tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_T^2} = \sqrt{0.63^2 + 1.92^2} = 2.02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau < \bar{\tau}$... pas de risque de cisaillement

Armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 126.58 \text{ cm}$$

$$A_l = 4.08 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales à la torsion :

$$\frac{A_T \cdot f_e}{S_t \cdot \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}$$

Si on fixe $St=20\text{cm}$

$$A_T = 0.64 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage de la poutre brisée :

Armatures transversales

$$A_t = A_t(\text{flexion}) + A_t(\text{torsion}) = 0.72 + 0.64 = 1.36 \text{ cm}^2$$

$St=20 \text{ cm}$

Armatures longitudinales

En appuis

$$A_l = A_l(\text{flexion}) + \frac{1}{2} A_l(\text{torsion}) = 6.16 + \frac{4.08}{2} = 8.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée} \quad A_l = A_l(\text{flexion}) + \frac{1}{2} A_l(\text{torsion}) = 4.52 + \frac{4.08}{2} = 6.56 \text{ cm}^2$$

Choix de ferrailage

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l^t = 3HA14 + 2HA12 \\ A_l^a = 3HA14 + 2HA12 \text{ cm}^2 \\ A_t = \text{cadre} + \text{etrier T8} \end{array} \right.$$

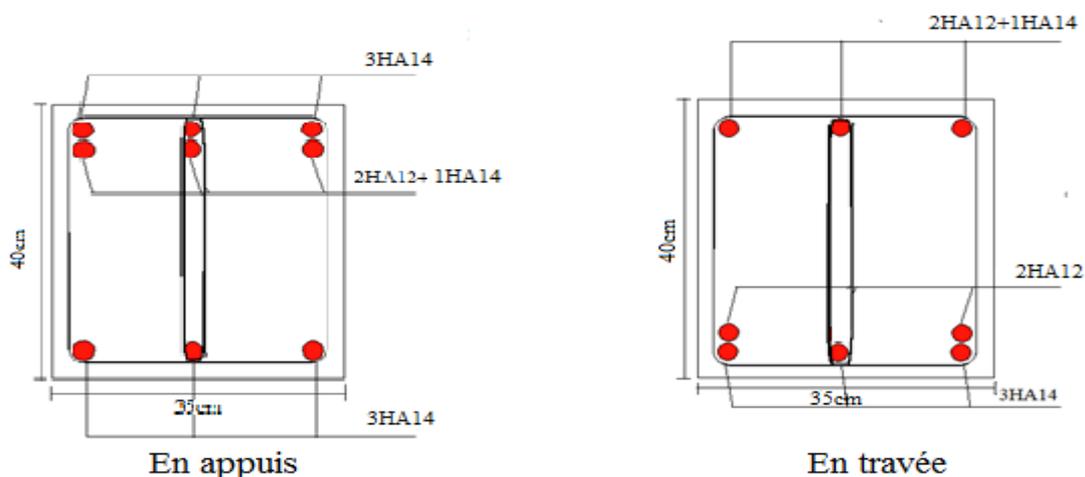


Figure III.12. schéma de ferrailage de la poutre brisée.

Calcul à ELS

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans le béton.

Les calculs à l'ELS sont présentés dans le tableau suivants ;

Tableau III.20. Résultats des calculs à ELS

RA(KN)	R _B (KN)	X(m)	M ₀ (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)
48.025	48.025	2.62	62.91	31.45	53.47

- **Vérification de σ_{bc} ;**

Calcul de y :

$$17.5y^2 + 252.6y - 5052 = 0$$

$$Y = 11.24 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = 117793.38 \text{ cm}^4$$

Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{M_{ser}}{I} \right) Y$$

$$\sigma_{bc} = 5.1 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ pas de risque de fissuration de béton}$$

La fissuration peu nuisible donc la vérification de σ_{st} n'est pas nécessaire.

La flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{524} = 0.076 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{524} = 0.076 > \frac{M_t}{15 \times M_0} = 0.056 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0063 > \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

II.6. Etude de L'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales et il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien.

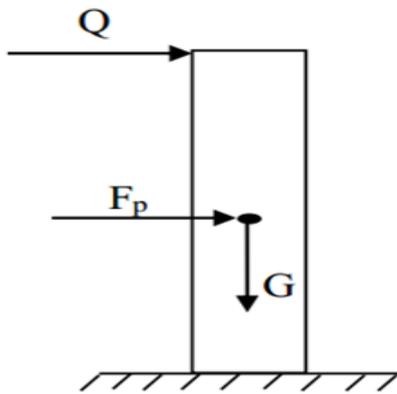


Figure III.13. .acrotère.

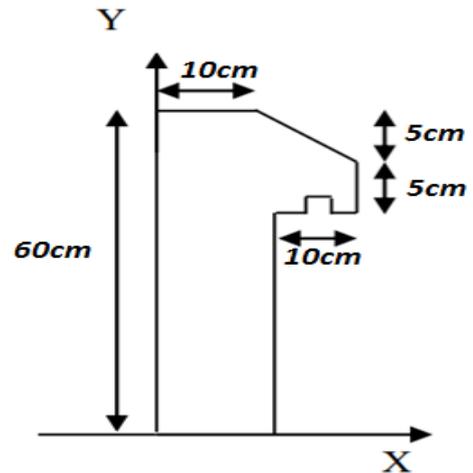


Figure III.14.Sollicitations de l'acrotère

Force sismique :

La force sismique est donnée par la formule suivante :

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

Avec : $\begin{cases} A = 0,15: \text{(zone IIa, groupe 2) coefficient d'accélération de la zone .} \\ c_p = 0.8 : \text{facteur de force horizontale .} \\ w_p = 2.2715 \text{ kn/ml : poids propre de l'acrotère .} \end{cases}$

donc: $F_p = 1.09 \text{ KN}$.

L'effort normal et moment fléchissant :

ELU :

$$\begin{cases} N_U = 1.35w_p \\ M_U = 1.5F_c.l \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_U = 1.35 \times 2.2715 \\ M_U = 1.5 \times 1.09 \times 0.6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_U = 3.066 \text{ kn.} \\ M_U = 0.981 \text{ kn. m.} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} N_U = w_p \\ M_U = F_c.l \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_U = 2.2715 \text{ kn. m} \\ M_U = 1.09 \times 0.6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_U = 2.2715 \text{ kn.} \\ M_U = 0.654 \text{ kn. m.} \end{cases}$$

Détermination de la section des armatures :

ELU :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.981}{3.066} \Rightarrow e_0 = 0.32 \text{ m.}$$

$$e_0 = 0.32 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.01$$

$$e_0 = 0,32 \text{ m} > 0,04 \text{ m.}$$

$$M_f = N_u \cdot l = N_u \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 1.104 \text{ KN.m.}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

ELS :

$$\mu_{bu} = \frac{M_f^u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.104 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.09} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0096.$$

$$\mu_{bu} = 0.0096 < 0.186 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.012.$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 8.96 \text{ cm.}$$

$$A_1 = \frac{M_f^u}{z f_{st}} = \frac{1.104 \times 10^{-3}}{0.896 \times 348} = 3.54 \times 10^{-5} \text{ m}^2.$$

$$A_{st} = 0.354 \text{ cm}^2.$$

On revient à la section réelle (flexion composée) :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 f_{st}} \Rightarrow A = 3.54 \times 10^{-5} - \frac{3.066 \times 10^{-3}}{100 \times 348}.$$

$$A = 3.53 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \Rightarrow A = 0.353 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.25\% \cdot S = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2.5 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \text{Le choix : 5HA10} = 3.93 \text{ cm}^2.$$

$$S_t \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.98 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \text{Le choix : 5HA8} = 2.51 \text{ cm}^2.$$

ELS :

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0.654}{2.2715} \Rightarrow e_0 = 0.288 \text{ m.}$$

$$e_0 = 0.288 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.02$$

$$e_0 = 0.288 \text{ m} > 0.03 \text{ m.}$$

Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en d'hors de la section (la section est partiellement comprimée).

Vérifications des contraintes de cisaillement :

$$V = 1.5F_p \Rightarrow V = 1.635 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28}$$

$$\tau_u = 0.018 < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le RPA (version 2003)

$$F_p \leq 1.5Q \Rightarrow \begin{cases} F_p = 1.09 \text{ kn} \\ Q = 1 \text{ kn} \end{cases}$$

$F_p = 1.09 \text{ KN} < 1.5 \text{ Kn} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

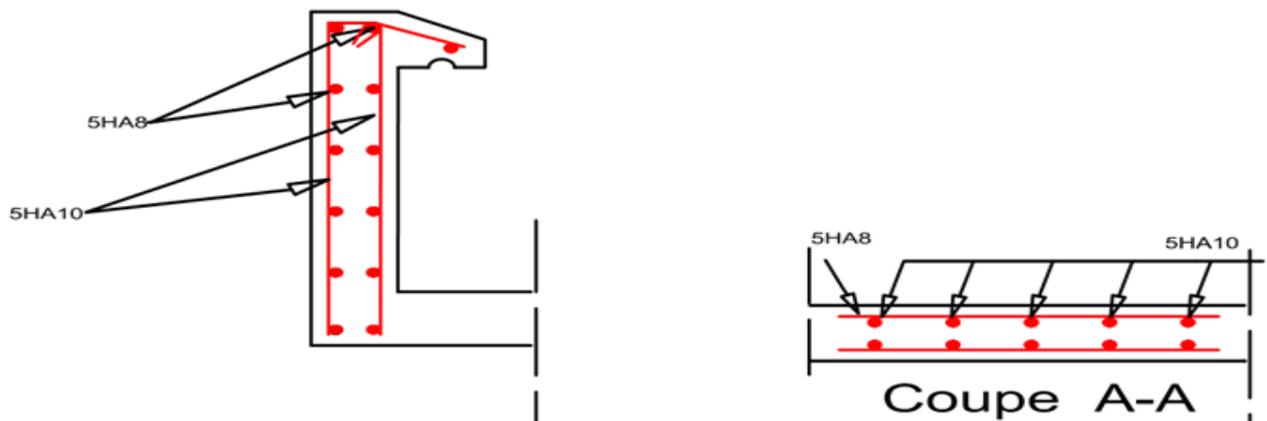


Figure III.15. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.7. Etude de l'ascenseur :

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

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

L'ascenseur qu'on étudie est pour 8 personnes .

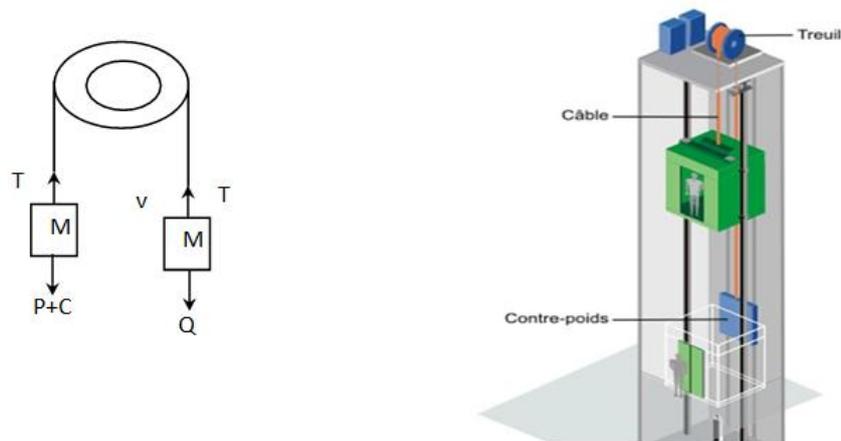


Figure III.16. Schéma statique et concept d'ascenseur.

Les caractéristiques :

- $V=1$ m/s : vitesse de levage.
- $P_m=15$ KN : Charge due à la salle de machine.
- $D_m=82$ KN : Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- $F_c=102$ KN : Charge due à la rupture des cables.
- Course maximale 32.14 m .
- $B_s \times T_s=160 \times 150$ (cm²)
- Le poids de 8 personnes = 630 Kg

$$P = P_m + D_m + 6.3 = 103.3$$

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges qui lui reviennent (machine+ascenseur)

Soit l'épaisseur de la dalle $e=20$ cm

- **Evaluation des charges et surcharges :**

Tableau.III.21.Evaluation des charges et des surcharges.

Poids propre de la dalle et de revêtements	La surface (m ²)	Poids de la machine (KN/m ²)	Poids total (KN/m ²)
$G1=25 \times 0.2 + 22 \times 0.4$	$S=1.6 \times 1.5$	$G2 = F_c/S$	$G=G1+G2$
$G1=5.88$ KN/m ²	$S=2.4$	$G2=42.5$	$G=48.38$

La charge d'exploitation est : $Q=1$ KN/m²

- **Cas d'une charge répartie**

Calcul des sollicitations**A l'ELU**

$$Pu = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 48,38 + 1,5 \times 1 = 66,81 \text{ KN}$$

$$L_x = 1,5 \text{ m} ; L_y = 1,6 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,9375 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille selon 2 sens.}$$

$$\rho = 0,93 \begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,8450 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 4,28 \text{ kn.m} \\ M_0^y = 3,62 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Calcul des moments réels :

En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 m_0^x \\ M_t^y = 0.85 m_0^y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 3.64 \text{ kn. m} \\ M_t^y = 3.08 \text{ kn. m} \end{cases}$$

En appuis :

$$M_a^x = 0.3 m_0^x = 1.28 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bonde de 1m de longueur de 20cm d'épaisseur à la flexion simple.

Tableau III.22. ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal(cm ²)	Amin(cm ²)
Travée	X-X	3.64	0.0079	0.0099	0.178	0.58	1.74
	Y-Y	3.08	0.0066	0.0083	0.179	0.49	1.6
Appui	X-X	1.28	0.0027	0.0033	0.179	0.2	1.74
	Y-Y						

Vérification à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité :

$$e = 20 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad \rho_0 = 0.0008$$

$$\rho = 0.93$$

$$\begin{cases} e > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{cases} \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times 3 - \rho/2 \times b \times e = -1.64 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Calcul de l'espacement :

$$\text{sens xx} \quad S_t < \min(3e; 33\text{cm}) \quad \text{on adopte } s_t = 33\text{cm}$$

$$\text{sens yy} \quad S_t < \min(3e; 33\text{cm}) \quad \text{on adopte } s_t = 33\text{cm}$$

Tableau III.23. ferrailage de la dalle d'ascenseur.

	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	At ^c (cm ² /ml)	At ^{min} (cm ² /ml)	Aa ^c (cm ² /ml)	Aa ^{min} (cm ² /ml)	At ^{adp} (cm ² /ml)	Aa ^{adp} (cm ² /ml)
xx	3.64	1.28	0.58	1.74	0.2	1.64	4HA10=3.14	4HA10=3.14
yy	3.08	1.28	0.49	1.6	0.2	1.64	4HA10=3.14	4HA10=3.14

Vérifications à l'ELU :**Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau} = 0,05f_{c28} = 1.25$$

$\rho > 0.4$ flexion simple dans les deux sens

Sens x-x : $V_x = 33.41$ KN

Sens y-y : $V_y = 35.63$ KN

$$\tau_u = \frac{35.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.197 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.197 < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Pas de rupture par cisaillement}).$$

Vérification à l'ELS :

$$\rho = 0.93 \begin{cases} \mu_x = 0,05 \\ \mu_y = 0,8939 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 3.7 \text{ kn. m} \\ M_0^y = 3.31 \text{ kn. m} \end{cases}$$

Calcul des moments réels :**En travée :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 m_0^x \\ M_t^y = 0.85 m_0^y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 3.15 \text{ kn. m} \\ M_t^y = 2.81 \text{ kn. m} \end{cases}$$

En appuis :

$$M_a^x = 0.3 m_0^x = 1.11 \text{ KN.m}$$

La contrainte dans le béton :

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

Sens //x :

✓ Position de l'axe neutre :

$$b \frac{y^2}{2} + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0$$

$$y = 3.43 \text{ cm}$$

✓ Le moment d'inertie:

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

$$I = 8787.1 \text{ cm}^4.$$

$$M_{\text{ser}} = 3.15 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 1.23 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens //y :

✓ Position de l'axe neutre :

$$b \frac{y^2}{2} + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0$$

$$y = 3.43 \text{ cm}$$

✓ Le moment d'inertie:

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

$$I = 8787.1 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 1.09 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Cas d'une charge concentrée :

La charge P qui s'applique sur la dalle est une surcharge d'impact ($a_0 \times b_0$) qui agit sur une aire ($u \times v$).

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

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h_1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h_0 = 4 \text{ cm épaisseur de revêtement.} \\ h_1 = 20 \text{ cm épaisseur de la dalle.} \end{cases}$$

Avec: $\xi = 1$: le revêtement est moins résistant ;

$$(a_0 \times b_0) \text{ surface de la charge} = (80 \times 80).$$

$$\begin{cases} U = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108 \text{ cm} \\ V = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

a) M_{x1} et M_{y1} du système:

sont des moment dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u (M_1 + \gamma \times M_2) \\ M_{y1} = q_u (M_2 + \gamma \times M_1) \end{cases}$$

Avec : γ coefficient de poisson (ELU=0;ELS=0,2).

M1 et M2 : données par l'abaque de **PIGEAUD**.

M1 en fonction de $\frac{U}{l_x}$ et $\rho=0,93$; M2 en fonction de $\frac{V}{l_y}$ et $\rho=0,93$.

$$\begin{cases} \frac{U}{l_x} = \frac{108}{150} = 0,72 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{108}{160} = 0,67 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,072 \\ M_2 = 0,067 \end{cases}$$

$$Q_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 103,3 \Rightarrow Q_u = 139,45 \text{KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 \times q_u \\ M_{y1} = M_2 \times q_u \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 10,04 \text{KN.m} \\ M_{y1} = 9,34 \text{KN.m} \end{cases}$$

b) M_{x2} et M_{y2} du système:

sont dus aux poids propre et la charge d'exploitation d'entretien

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}, \quad \rho=0,93 > 0,4 \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0424 \\ \mu_y = 0,845 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q; \quad G = 5,88 \frac{\text{KN}}{\text{m}}; \quad Q = 1 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \cdot q_u = 9,438 \text{KN/m}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0424 \times 9,438 \times 1,5^2 \\ M_{y2} = 0,845 \times M_{x2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 0,9 \text{KN.m} \\ M_{y2} = 0,76 \text{KN.m} \end{cases}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 10,94 \text{KN.m} \\ M_y = 10,10 \text{KN.m} \end{cases}$$

Ferraillage :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 9,3 \text{KN.m}, \quad M_{ty} = 0,85M_y = 8,58 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4M_x = -3,72 \text{KN.m.}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.24.Ferrailage de la dalle machine :

Sens	M(kn. m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	$A^{cal}(cm^2)$	$A^{adpt}(cm^2)$	$S_t(cm)$
En travée							
X	9.3	0,022	0,027	16.81	1.58	5HA8=2,51	20
Y	8,58	0,021	0,026	16.82	1.55	5HA8=2,51	20
En appuis							
X et y	3,72	0,009	0,01	16,92	0,63	3HA8=1,51	33

Vérification de la condition de non fragilité :

$$\begin{cases} e > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0,4 \end{cases} \Rightarrow A_{tx}^{min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) b \cdot e \Rightarrow A_{tx}^{min} = 1,65 \text{ cm}^2$$

$$f_e 400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$$

$$A_{tx} > A_{tx}^{min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{BAEL91(art H. III. 10)}$$

Q_u : la charge de calcul à l'état ultime.

U_c : périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (108 + 108) \Rightarrow U_c = 432 \text{ cm}$$

$$Q_u = 139.45 \leq 0,045 \times 4,32 \times 0,2 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 648 \text{ KN/m} \dots\dots\dots c \ v.$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = \frac{Q_u}{3 \times U} = \frac{139.45}{3 \times 1,8} \Rightarrow V_u = 25.82 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{25.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0.15 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{pas de rupture par cisaillement}).$$

Vérification à l'ELS :

$$q_{ser} = 103.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser}(M_1 + \gamma \times M_2) \\ M_{y1} = q_{ser}(M_2 + \gamma \times M_1) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 8.82 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 8.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5.88 + 1 = 6.88 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \cdot \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.65 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 9.47 \text{ KN.m} \\ M_y = 8.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tx} = 8.04 \text{ KN.m}; \quad M_{ty} = 7.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 3.28 \text{ KN.m}$$

✓ La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{m_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ Position de l'axe neutre:

$$b \frac{y^2}{2} + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 37.65y - 640.05 = 0$$

$$y = 3.22 \text{ cm}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 3.22^3 + 15 \times 2.51(17 - 3.22)^2$$

$$I = 6044.55 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 4.28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

Sens //x :

$$\frac{e}{l_x} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{m_t^x}{20m_0^x} \right] \Rightarrow 0.13 > 0.042 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 1.47 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens //y :

$$\frac{e}{l_y} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{m_t^y}{20m_0^y} \right] \Rightarrow 0.125 > 0.042 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 1.47 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

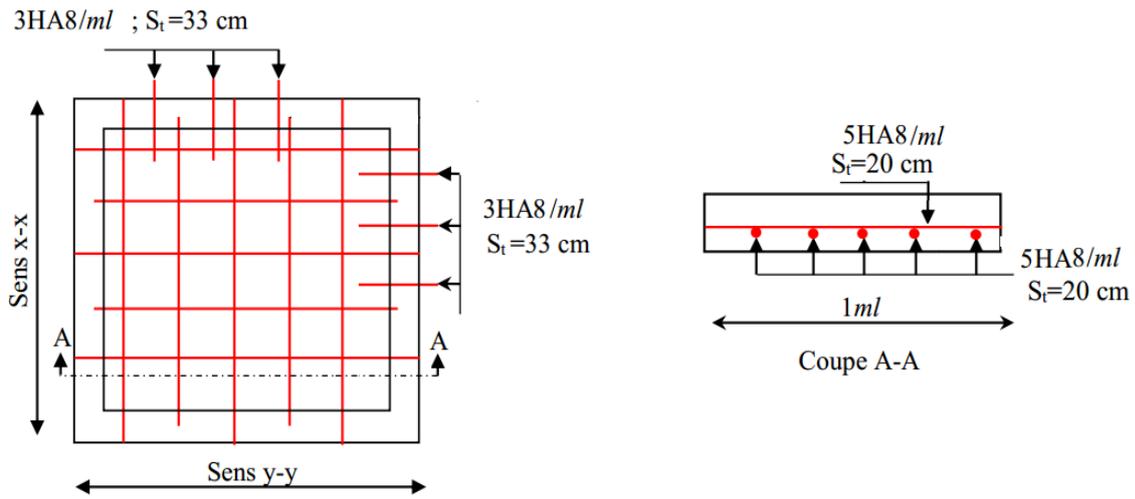


Figure III.17. Schéma de ferrailage de la dalle des machines.

IV.1.Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2. Modélisation :

Pour la modélisation de notre structure on a fait appel à l'ETABS16 qui est un logiciel destiné

à la conception et l'analyse des structures, des ouvrages de génie civil catégorie bâtiments, ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autres matériau....ce

logiciel va nous permettre d'effectuer des diverses options de saisie des données, la visualisation des données et des résultats, l'analyse statique, l'analyse dynamique éventuellement, le dimensionnement et la vérifications des sections des éléments de la structure complète.

IV.3.Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.4.Méthode de calcul :

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

4.1.Méthode statique équivalente:**- Principe:**

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

4.2.Méthode d'analyse modale spectrale:**- Principe :**

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

Détermination des paramètres du spectre de réponse:**• Coefficient d'accélération A:**

- Zone(IIa) D'après la classification sismique de wilaya de Bejaia (RPA 99)
- Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0.15**

• Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu’il est défini dans l’article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement mixte portique voiles avec justification de l’interaction.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=5**

• **Facteur de qualité Q :**

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.4 p39)}$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non. Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités.

N°	Critère q	Observation		Penalités	
		x-x	y-y	x-x	y-y
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	Non	0.05	0.05
02	Redondance en plan	Non	Non	0.05	0.05
03	Régularité en plan	Non	Non	0.05	0.05
04	Régularité en elevation	Non	Oui	0.05	0
05	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	Oui	0	0
06	Contrôles d’exécution	Oui	Oui	0	0

Donc $\begin{cases} q_x = 1,20 \\ q_y = 1,15 \end{cases}$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.5 p41)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, Solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d’exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation.

Dans notre cas : $W = 24632,8299\text{KN}$.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2. \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s.} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s.} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(Formule4.2)}$$

- **Facteur de correction d'amortissement "η":**

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003(tableau4.2)}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003(tableau4.2)}$$

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

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

$$\xi = 10\% \quad \text{pour facilité les calculs,} \quad \eta = 0,76$$

- **Période T1 et T2 du site considéré:**

$$\text{On a un site Meuble S3} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,5s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

- **La période fondamentale de la structure :**

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

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0.09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$H = 25,5 \text{ m}$: Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris). $C_T=0.05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (Tableau 4.6 du RPA99/2003)

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

$$\begin{cases} L_y = 14,89m. \\ L_x = 23,87m. \end{cases}$$

$$\text{Donc} \begin{cases} T_y = \min(0,56; 0,59) = 0,56s. \\ T_x = \min(0,56; 0,46) = 0,46s. \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne pour les deux sens : } D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_y = 1,76 \\ D_x = 2.00 \end{cases}$$

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

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

$$V_{stx} = 1773,56 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = 1495.70 \text{ KN}$$

• Spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1,25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \leq T \leq 3S \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3S \end{cases}$$

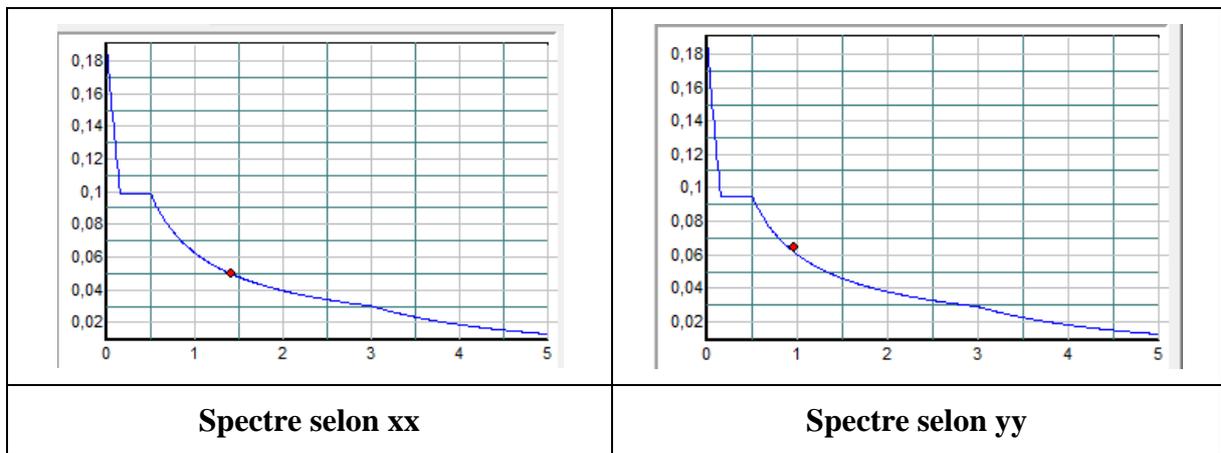


Figure IV.1. Spectre de réponse

- **Disposition des voiles de contreventement:**

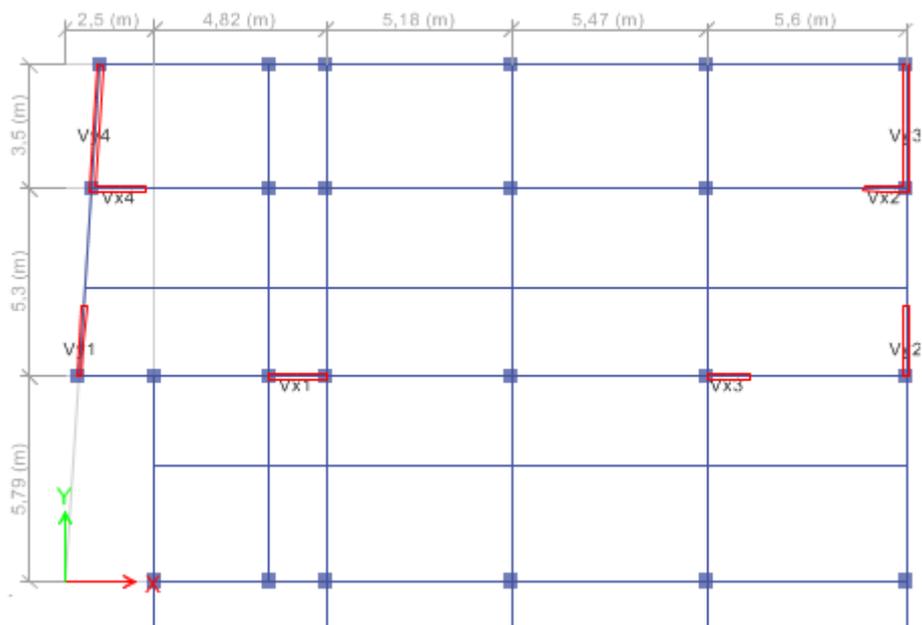


Figure IV.2. Disposition des voiles de contreventement

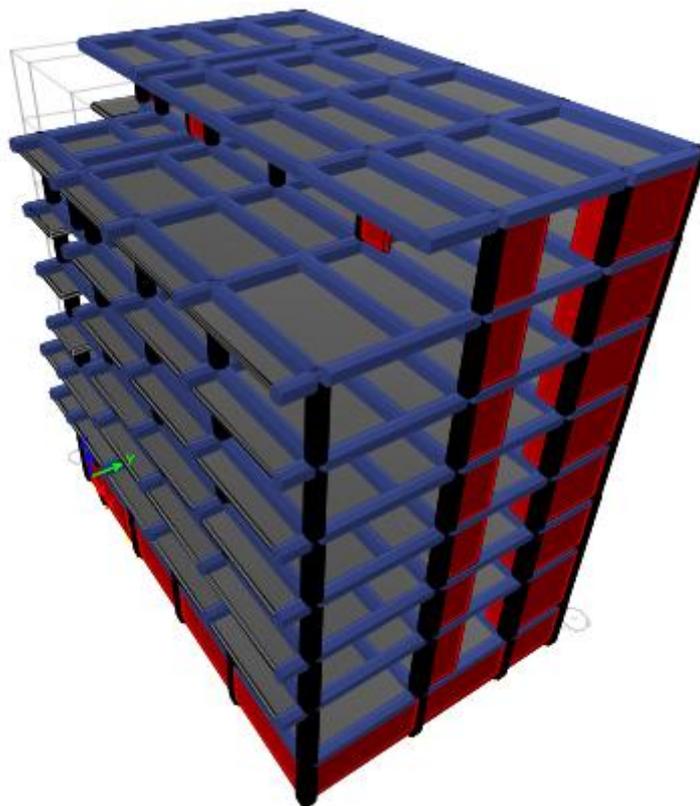


Figure IV.3. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS 2016

- **Période de vibration et participation massique :**

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99/2003 doit être supérieur à 90%.

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

Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure

Mode	Période (s)	Cumulé de la masse (%)	
		UX	UY
Mode 1	0,625	0,6532	0,0004
Mode 2	0,591	0,6532	0,6326
Mode 3	0,434	0,6632	0,635
Mode 19	0,026	0,8595	0,9236
Mode 20	0,026	0,8597	0,926
Mode 21	0,024	0,8605	0,9503
Mode 22	0,024	0,8618	0,9626
Mode 23	0,024	0,8623	0,9683
Mode 24	0,023	0,8653	0,9865
Mode 25	0,022	0,8669	0,9902
Mode 26	0,022	0,8686	0,9909
Mode 27	0,021	0,8694	0,9913
Mode 28	0,021	0,8895	0,9913
Mode 29	0,021	0,8919	0,9914
Mode 30	0,021	0,8943	0,9915
Mode 31	0,02	0,8998	0,9915
Mode 32	0,02	0,9378	0,9915

Remarque :

Le coefficient de participation massique correspond au 19^{ème} mode de vibration dans le sens Y-Y et au 32^{ème} mode dans le sens X-X.

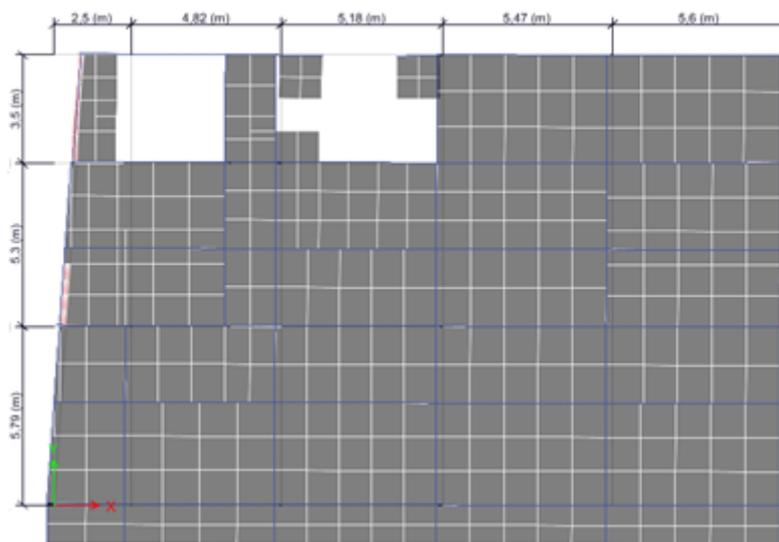


Figure IV.4. Mode 1(Translation selon X)

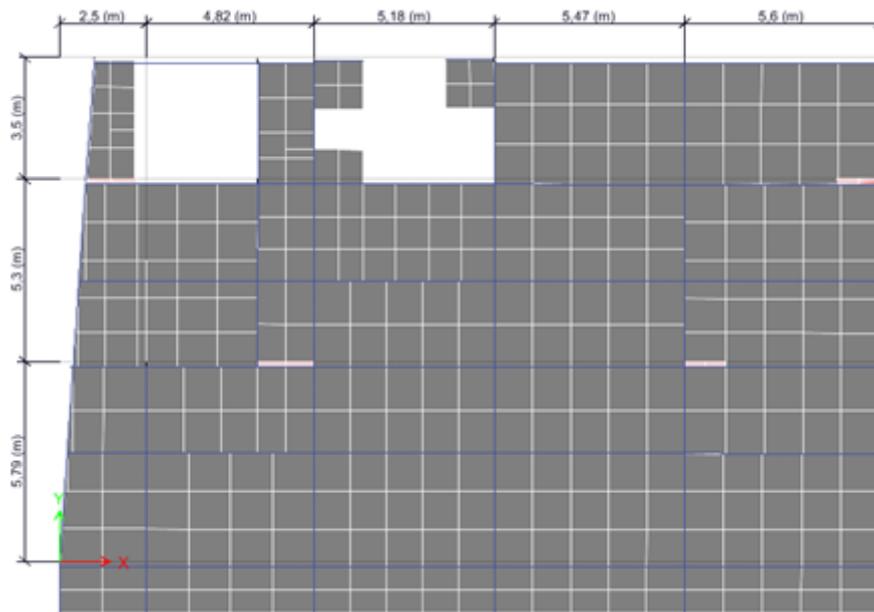


Figure IV.5. Mode 2 (Translation selon Y)

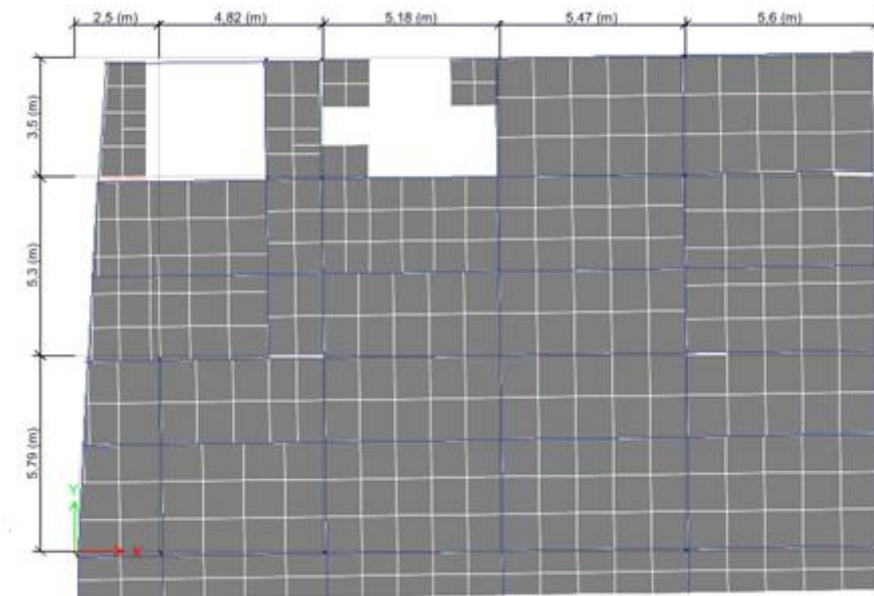


Figure IV.6. Mode 3 (Rotation selon Z)

IV.5.Exigences du RPA99/2003 :

Le RPA99/2003 (Art 3.4.a) exige pour les systèmes mixtes avec justification de l’interaction ce qui suit :

- **Sous charges verticales :**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portique} + \Sigma F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\Sigma F_{portique}}{\Sigma F_{portique} + \Sigma F_{voiles}} \geq 80\%$$

- **Sous charges horizontales :**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portique} + \Sigma F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

$$\frac{\Sigma F_{portique}}{\Sigma F_{portique} + \Sigma F_{voiles}} \geq 25\%$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

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

Niveau	Charge reprise(KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portique	Voile	Portique	voile
RDC	16694.2134	4123.5767	80.19	19.80

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

Niveau	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	697,5648	531 ,7137	56,74	43,25	414,9142	799,6657	34,15	65,84
1	664,6821	401,9678	62,31	37,68	352,7242	752,793	31,9	68,09
2	731,9317	378,778	65,89	34,10	340,7901	725,3294	31,96	68,03
3	694,6274	241,4179	74,20	25,79	355,4384	562,5372	38,71	61,28
4	504,3959	242,3601	67,54	32,45	269,0986	475,5992	36,13	63,86
5	469,5178	71,7855	86,73	13,26	289,1412	256,4021	53	46,99
6	205,2101	101,1192	65,07	34,92	147,1149	175,3207	45,62	54,37

Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontale.

- **Vérification de la résultante des forces sismique à la base**

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante : $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

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

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	1459,3196	1418.85	Vérifiée
Suivant Y-Y	1366,4395	1196.56	Vérifiée

Remarque : $V_{dyn} > 0,8V_{st}$ selon les deux sens, donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.

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

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

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

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

$$\text{Avec : } \delta_k = R \times \delta_{eK}$$

δ_k = déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA 99/2003(Art4.43)**.

δ_{eK} = Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Vérifications des déplacements dans le sens x-x des niveaux :

Niveau	h_k (cm)	Sens x-x				
		δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
s-sol	306	0.0078	0.039	0	0,039	0,00012745
RDC	408	0.1841	0,9205	0,039	0,8815	0,00216054
1	306	0,3486	1,743	0,9205	0,8225	0,00268791
2	306	0,5442	2,721	1,734	0,978	0,00319608
3	306	0,7451	3,7255	2,721	1,0045	0,00328268

4	306	0,9331	4,655	3,7255	0,94	0,0030719
5	306	1,0925	5,4625	4,655	0,797	0,00260458
6	306	1,1837	5,9185	5,4625	0,456	0,0014902

Tableau IV.7. Vérifications des déplacements dans le sens y-y des niveaux :

Niveau	h_k (cm)	Sens y-y				
		δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
s-sol	306	0,009	0,045	0	0,045	0,00015571
RDC	408	0,1114	0,557	0,045	0,512	0,00177163
1	306	0,2226	1,113	0,557	0,556	0,00192388
2	306	0,3549	1,7745	1,113	0,6615	0,00228893
3	306	0,4965	2,4825	1,7745	0,708	0,00244983
4	306	0,6409	3,2045	2,4825	0,722	0,00249827
5	306	0,7766	3,883	3,2045	0,6785	0,00234775
6	306	0,9085	4,5425	3,883	0,6595	0,00228201

On voit bien à travers les résultats obtenus dans les deux tableaux précédents que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

• **Justification vis-à-vis de l'effet (P - Δ) :**

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticale après déplacement.

Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10 \quad \text{RPA 99/2003 (Art 5.9 p 51)}$$

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

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

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

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

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ .

Niveau	h_k (cm)	p_k (KN)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
s-sol	306	24632,829	0,039	1459,31	0,002	0,045	1366,43	0,002
RDC	408	20917,617	0,0881	1410,6437	0,045	0,051	1266,55	0,029
1	306	17456,470	0,822	1325,1669	0,037	0,556	1195,89	0,028
2	306	14228,045	0,978	1205,5802	0,039	0,661	1093,73	0,029
3	306	11232,279	1,004	1047,7725	0,037	0,708	959,14	0,028
4	306	8239,812	0,94	847,6666	0,031	0,722	785,05	0,026
5	306	5318,561	0,797	600,7993	0,024	0,678	570,65	0,021
6	306	2324,592	0,456	299,9569	0,012	0,659	299,41	0,017

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

• **Vérification de l'effort normal réduit :**

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

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

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

$f_{c,j}$: La résistance caractéristique du béton

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues à séisme,

Le RPA99/2003 (Art 7.4.3.1) nous exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a

réduction de section) la relation suivante :

$$\gamma = \frac{N}{f_{c28} \times B} \leq 0,3$$

Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	B (cm ²)	N (KN)	γ	Observation
s-sol	2750	1674,5261	0,243	Vérifier
RDC+Etage 1	2500	1469,1878	0,235	Vérifier
Etage 2+3	2025	1031,1594	0,203	Vérifier
Etage 4+5	1600	616,9065	0,154	Vérifier
Etage 6	1225	217,2713	0,070	Vérifier

IV.6.Conclusion :

Les voiles présentent généralement une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales.

Leur disposition était un véritable obstacle vu l'irrégularité en élévation de la structure et les contraintes architecturales.

Après de nombreux essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure, qui satisfait l'interaction (voile-portique). nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- Δ).

L'emplacement de la cage d'escalier dans la structure joue un rôle majeur dans le comportement de la structure.

V.1.Introduction :

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après le séisme grâce à ses éléments principaux (voiles, pontaux, poutres), cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tout genre de sollicitations.

V.2. Études des poteaux :

Les poteaux se sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS 2016 dans l'ordre suivant :

- 1,35G+1,5Q
- G+Q
- G+Q±E
- 0,8G±E

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitation :

Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

Recommandations du RPA99/Version 2003

a) Armatures longitudinales :

1. Elles doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
2. Leur pourcentage minimal $A_{\min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone II.
3. Leur pourcentage maximal :
 - $A_{\max} = 4\%$ De la section du béton en zone courante.
 - $A_{\max} = 6\%$ De la section du béton en zone de recouvrement.
4. $\Phi_{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
5. La longueur minimal de recouvrement est de $40\Phi_l$ en zone II.
6. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
7. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{b} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm}\right)$$

$(h \times b_1)$: Section du poteau.

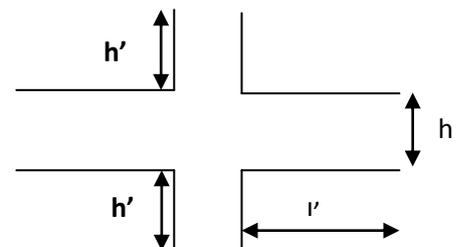


Figure. V.1. Zone nodale

h_e : Hauteur d'étage.

• **Les armatures longitudinales minimales et maximales**

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1. : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA

Niveau	Section du poteau	A _{min} RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol	55x50	22,0	110	165
RDC et étage 1	50x50	20	100	150
Etages 2 et 3	45x45	16.20	81	121.5
Etages 4 et 5	40x40	12.8	64	96
Etage 6	35x35	9,8	49	73,5

• **Les armatures transversales :**

✓ Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : 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 fragile par effort tranchant.

$$\begin{cases} 2,50 \text{ si } \lambda_g \geq 5 & (\lambda_g: \text{l'élongement géométrique}). \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5. \end{cases} \quad \text{avec : } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré l_f : longueur de flambement du poteau.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- 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 : A_t^{\min} en % est donnée comme suit :

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

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

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

• Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ (au minimum).

• **Sollicitations dans les poteaux :**

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS 2016 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux :

Niveau	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
Sous-sol	-27,1717	6,4759	20,7333	532,7504	2205,7996	2.3842
RDC+étage 1	5,9949	39,1003	124,6218	819,8718	1931,5446	3,2198
Etage 2 et 3	92,6938	52,768	116,4762	304,5168	1354,654	2,3778
Etage 4 et 5	12,8914	63,0174	74,8962	162,6995	811,5333	3,3053
Etage 6	30,4327	18,2158	38,6256	146,0356	284,0318	8,761

Remarque ; les efforts normaux avec un signe négatif sont des efforts de traction ,les autres sont des efforts de compression.

Calcul du ferrailage :

• **Les armatures longitudinales :**

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

Les résultats de calcul des armatures longitudinales des différents types de poteaux sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

• **Exemple de calcul poteau sous-sol (55*50)**

$$b = 50 \text{ cm} \quad ; \quad h = 55 \text{ cm.}$$

$$d = 53 \text{ cm} \quad ; \quad d_0 = 2 \text{ cm.}$$

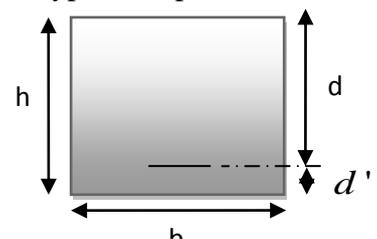


Figure. V.2.Section du poteau

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{combinaison durable.}$$

$$\text{acier Fe E400} \quad ; \quad f_{bu} = 18,47 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{combinaison accidentale.}$$

Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N_{min} = 27,1717 \text{ KN (traction)}$$

$$M_{cor} = 6,4957 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,23 \text{ m}$$

$$e_G = 0,23 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,55/2 = 0,275 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA')}.$$

$$\text{Calcul de } e_1 \text{ et } e_2 : \begin{cases} e_1 = \left(\frac{h}{2} - d_0\right) + e_G \rightarrow e_1 = 0,485 \text{ m} \\ e_2 = (d - d_0) - e_1 \rightarrow e_2 = 0,025 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Calcul de } A_1 \text{ et } A_2 : \begin{cases} A_1 = 0,038 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 0,74 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M = 20,7333 \text{ KN.m}, \quad N_{cor} = 532,7504 \text{ KN (compression)}$$

$$e_G = 0,038 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,275 \text{ m} \text{ Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.}$$

$$M_{UA} = 156,58 \text{ KN.m}$$

$$N(d-d_0) - M_{UA} \geq (0,337h - 0,81d_0) b \cdot h \cdot f_{bu} \dots \dots (I)$$

$$(I) \Rightarrow 0,11 < 0,859 \text{ non vérifiée} \Rightarrow \text{calcul d'une section partiellement comprimée.}$$

$$\mu_{bu} = 0,06 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 0,077 \\ z = 0,51 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 8,82 \text{ cm}^2$$

$$A_s = -6,48 \text{ cm}^2$$

Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$$M = 2,3843 \text{ KN.m} \quad N = 2205,7996 \text{ KN (compression)}$$

$$e_G = -0,001 \text{ m} < h/2 = 0,275 \text{ m} . \text{ Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.}$$

$$M_{UA} = 564,86 \text{ KN.m}$$

$$N(d-d_0) - M_{UA} < (0,337h - 0,81d_0) b \cdot h \cdot f_{bu} (I)$$

$$(I) \Rightarrow 0,56 < 0,66 \text{ vérifiée} \Rightarrow \text{calcul d'une section partiellement comprimée, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.}$$

$$\mu_{bu} = 0,282 > \mu_l = 0,186 \text{ (pivot B)}$$

$$\mu_{bu} = 0,282 < \mu_l = 0,392 \quad (A' = 0)$$

$$\begin{cases} \alpha = 0,424 \\ z = 0,44 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 8,82 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8,82 \text{ cm}^2$$

Le tableau résume le calcul des armatures longitudinales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.3.Ferraillage des poteaux

Niveau	Section	A_S (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	combo	Type de section	$A_{adoptée}$ (cm)
s-sol6	55x50	0,74	22	ELA	S.E.T	12HA16 = 24.13 cm ²
		8,82		ELA	S.P.C	
		8,82		ELU	S.P.C	
RDC+Etage	50x50	2	18	ELA	S.P.C	4HA16+8HA14 = 20.36cm ²
		-3,53		ELA	S.P.C	
		-23,36		ELU	S.P.C	
Etages 2+3	45x45	8,86	16,2	ELA	S.P.C	12HA14 = 18.47
		1,96		ELA	S.P.C	
		-17,23		ELU	S.P.C	
Etages 4+5	40x40	6,9	12,8	ELA	S.P.C	4HA14+8HA12 = 15.21
		4,2		ELA	S.P.C	
		-10,69		ELU	S.P.C	
Etage 6	35x35	1,02	9,8	ELA	S.P.C	12HA12 = 13.57
		3,11		ELA	S.P.C	
		3,39		ELU	S.P.C	

a) Résultats de ferraillage des armatures transversales :

Exemple de calcul :

On prend pour exemple de calcul le poteau de section (55×50 cm²):

$$\checkmark \quad \text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0,7 \times 3,06}{0,55} = 3,89 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$\text{D'où : } A_t = \frac{3,75 \times 26.63 \times 10^{-3} \times 0,15}{0.53 \times 400} \Rightarrow A_t = 0.70 \text{ cm}^2$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\phi_{\max} \Rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

Espacement :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_{l_{\min}}, 15 \text{ cm}) = \min(16 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_{l_{\min}} = 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

✓ Quantité d'armature minimale :

On a : $3 < \lambda_g < 5$, d'où : après l'interpolation on aura

- zone nodale : $A_t^{\min} = 0,5\%(t \times b) \Rightarrow A_t^{\min} = 3,75 \text{ cm}^2$

- zone courante : $A_t^{\min} = 0,5\%(t \times b) \Rightarrow A_t^{\min} = 2,5 \text{ cm}^2$

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4. Armatures transversales des poteaux :

Niveau	Sous-sol	RDC	Etage1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6
Section du poteau (cm ²)	50x55	50x50	50x50	45x45	40x40	35x35
$\phi_{l_{\max}}$ (cm)	1,6	1,6	1,6	1,4	1,4	1,2
$\phi_{l_{\min}}$ (cm)	1,6	1,4	1,4	1,4	1,2	1,2
L_0 (cm)	306	408	306	306	306	306
L_f (cm)	214,2	285,6	214,2	214,2	214,2	214,2
λ_g	3,89	5,71	4,28	4,76	5,35	6,12
ρ_a	3,75	2,5	3,75	3,75	2,50	2,50
V_U (KN)	23,63	114,46	114,46	174,28	128,66	27,91
L_r (cm)	64	64	64	56	56	48
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
S_t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
A^t (cm ²)	0,7	2,14	3,22	1,92	3,02	0,74

A_{min}^t (cm ²) zone nodale	2,5	1,5	2,5	2,25	1,2	1,05
A_{min}^t (cm ²) zone courante	3,75	2,25	3,75	3,37	1,8	1,57
$A_{adopté}^t$ (cm ²)	4,71	4,71	4,71	4,71	3,02	3,02
Nombre de barres	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA8	6HA8

Remarque : La condition du RPA 99/version 2003, concernant le diamètre des armatures transversales est vérifiée pour tout poteaux ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{max}$).

• **Vérification au flambement**

Selon l'article B.8.2.1 de CBA93 ; les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La condition à vérifier est la suivante :

$$N_{ul} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \text{ CBA 93 (Article B.8.4.1)}$$

Avec :

α : Coefficient fonction de l'élanement λ

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{Si } \lambda > 50 \end{cases}$$

I_f : Longueur de flambement ($0,7 \times l_0$)

$$i : \text{Rayon de giration} \quad i = \left(\frac{I}{A} \right)^{1/2} = \left(\frac{h \times b^3}{12bh} \right)^{1/2} = \left(\frac{h^2}{12} \right)^{1/2}$$

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la même manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé dans le chapitre 2.

Les résultats des calculs effectués pour les poteaux de notre structure sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Vérification du flambement des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	λ	α	B_r (m ²)	Nu (KN)	Nmax (KN)	Obs.
Sous-sol	55x50	3,06	2,142	13,55	0,82	0,2544	4579.86	2205.79	Vérifiée

RDC	50x50	4,08	2,856	19.83	0,84	0,2304	4186.17	1931.54	Vérifiée
Etage 1	50 x50	3,06	2,142	14.87	0,84	0,2304	4186.17	1931.54	Vérifiée
Etage 2 et 3	45x45	3,06	2,142	16.6	0,81	0,1849	3354.16	1354.65	Vérifiée
Etage 4 et 5	40 x40	3,06	2,142	18.56	0.80	0,1444	2586.70	811.53	Vérifiée
Etage 6	35 x35	3,06	2 ,142	21.20	0.79	0.1089	2388.14	284.03	Vérifiée

- Vérification des contraintes :**

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \mu_t = \frac{b}{2} y^2 + 15[A'(y-d')-A(d-y)]$$

Etat limite de fissuration : (Contraintes dans l'acier) Art B.6.3 BAEL91

La fissuration est préjudiciable alors il est nécessaire de vérifier les conditions :

$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (y - d') \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \rightarrow \text{Fissuration nuisible (préjudiciable)}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	Sous-sol	RDC et Etage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6
Section du poteau (cm ²)	55x50	50x50	45x45	40x40	35x35
d (cm)	48	43	43	38	33
A(cm ²)	24.13	20.36	18.47	15.21	13.57
V (cm)	30.57	27.53	25.21	22.35	19.29
V' (cm)	24.43	22.47	19.79	17.65	15.71
Iyy '(m ⁴)	0.009	0.0063	0.00361	0.00281	0.00159
N ^{ser} (KN)	1633.925	1430.773	1003.4474	601.1358	210.399

M^{ser} (KN.m)	15.358	39.6477	40.132	40.8754	17.1339
M_G^{ser} (KN.m)	65.51	75.84	67.325	55.00	20.90
σ_{bc1} (MPa)	7.45	8.25	9.00	7.639	4.054
σ_{bc2} (MPa)	3.44	2.51	0.63	-0.189	-0.546
σ_{bc}^- (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée

Remarque :

- La contrainte dans le béton est vérifiée dans tout les niveaux de la structure, donc pas de risque de sont éclatement.
- Toute les conditions sont vérifiées alors il n'y a pas de risque de fissuration des aciers.

- **Vérification au cisaillement :**

D'après le RPA99/2003 Art 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification aux sollicitations tangentielles pour les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	l_f (m)	λ	ρ_d	d(cm)	V(KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
Sous-sol	55x50	2.142	3.89	0.04	0.53	26.63	0.1	1	Vérifiée
RDC et	50x50	2.856	5.712	0.075	0.48	114.46	0.47	1.875	Vérifiée
Etage 1	50x50	2.142	4.28	0.04	0.48	114.46	0.47	1	Vérifiée
Etage 2 et 3	45x45	2.142	4.76	0.04	0.43	174.28	0.9	1	Vérifiée
Etage 4 et 5	40x40	2.142	5.35	0.075	0.38	128.66	0.48	1.875	Vérifiée
Etage 6	35x35	2.142	6.12	0.075	0.33	27.914	0.24	1.875	Vérifiée

Tableau V.8. Ferrailage des différents poteaux

<p style="text-align: center;">4HA16/face</p> <p style="text-align: center;">55 cm</p> <p style="text-align: center;">50 cm</p> <p style="text-align: center;">cadres HA10</p>	<p style="text-align: center;">2HA14/face</p> <p style="text-align: center;">2HA16/face</p> <p style="text-align: center;">50 cm</p> <p style="text-align: center;">50 cm</p> <p style="text-align: center;">2HA14</p> <p style="text-align: center;">cadres HA10</p>
<p>Schéma de ferrailage poteau 55*50</p>	<p>Schéma de ferrailage poteau 50*50</p>
<p style="text-align: center;">4HA14/face</p> <p style="text-align: center;">45cm</p> <p style="text-align: center;">45cm</p> <p style="text-align: center;">cadres HA10</p>	<p style="text-align: center;">2HA12/face</p> <p style="text-align: center;">2HA14/face</p> <p style="text-align: center;">40 cm</p> <p style="text-align: center;">40 cm</p> <p style="text-align: center;">2HA12</p> <p style="text-align: center;">cadres HA8</p>
<p>Schéma de ferrailage poteau 45*45</p>	<p>Schéma de ferrailage poteau 40*40</p>
<p style="text-align: center;">4HA12/face</p> <p style="text-align: center;">35 cm</p> <p style="text-align: center;">35 cm</p> <p style="text-align: center;">cadres HA 8</p>	
<p>Schéma de ferrailage poteau 35*35</p>	

V.3. Études des poutres:

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et aux efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS 2016, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- $1,35G+1,5Q$
 - $G+Q$
 - $G+Q+E$
 - $0,8G+E$
- ✓ Recommandation du RPA 99 / V2003 :

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% $b \times h$ 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 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets 90° .
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.
- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) Les armatures transversales :

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires, minimum de :

$$S \leq \min(h/4 ; 12 \phi_l)$$

- En dehors de la zone nodale, $S \leq h/2$

Avec : h : La hauteur de la poutre

✓ La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

Ferraillage des poutres :

- Armatures longitudinales :

Pour le ferraillage des poutres, on utilise le fichier résultats du logiciel SAP2000, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures du RPA99/version2003.

Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

- **Exemple de calcul :**

Prenons comme exemple de calcul de ferraillage la poutre principale (30×45) la plus sollicitée

Avec les sollicitations suivantes (RDC) :

$$M_t = 50.1781 \text{ KN.m} \dots (\text{ELA})$$

$$M_a = 99.7743 \text{ KN.m} \dots (\text{ELA})$$

Armatures en travée :

$$U_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{50.1781 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,43^2 \times 14,2} \Rightarrow U_{bu} = 0,048$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,060 \quad , Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,41 \text{ m}$$

$$U_{bu} = 0,048 < U_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = 2.896 \text{ cm}^2$$

Armatures en appui :

$$U_{bu} = 0,097 \quad \alpha = 0,127 \quad Z = 0,408 \text{ m} \quad A = 6.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\% (b \times h) \Rightarrow A_{min} = 6.75 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferraillage des différentes poutres.

Tableau V.8. : Armatures longitudinales des poutres

Niveau	Type de poutre	Section	Endroit	M KN.m	V KN	A _{cal} cm ²	A _{min} cm ²	A _{adop} cm ²	N ^{bre} de barres
Tous les niveaux	P.P	30×45	Appuis	99.774 3	110.51 7	6.11	6.75	8.42	4HA14+2HA 12
			Travée	50.178 1		2.89 6		8,42	4HA14+2HA 12
	P.S	30×40	Appuis	84.273	79.059	6.88	6	8.42	4HA14+2HA 12

			Travé e	63.621 7		5.86		6,79	6HA12
--	--	--	------------	-------------	--	------	--	------	-------

Remarque : la plupart des poutres secondaire sont des poutres porteuses.

Vérification des armatures selon le RPA 99 :

Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

- **Poutres principales :**

$$A_{\max} = 4\%b \times h = 0,04 \times 30 \times 45 = 54\text{cm}^2 > A \text{ adopté (zone courante)}$$

$$A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0,06 \times 30 \times 45 = 81\text{cm}^2 > A \text{ adopté (zone de recouvrement)}$$

- **Poutres secondaires :**

$$A_{\max} = 4\%b \times h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48\text{cm}^2 > A \text{ adopté (En zone courante)}$$

$$A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0,06 \times 30 \times 40 = 72\text{cm}^2 > A \text{ adopté (En zone de recouvrement)}$$

- Les longueurs de recouvrement :

- Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \emptyset$

Pour $\emptyset = 14\text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,4 = 56\text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60\text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 12\text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,2 = 48\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50\text{ cm}$.

Les armatures transversales :

Soit \emptyset diamètre des armatures transversales donnée par :

$$\emptyset_{t, \leq \min(\emptyset_{L\min}; h/35; b/10) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \emptyset_{t, \leq \min(12; 12.85; 30)\text{ mm} \\ \text{Poutres secondaire: } \emptyset_{t, \leq \min(12; 11.42; 30)\text{ mm} \end{cases}$$

Donc on opte pour : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$

Soit : 1cadre +1 étrier de $\emptyset 8$ pour toutes les poutres

Calcul des espacements des armatures transversales :

Le tableau suivant illustre les espacements calculés pour les deux zones (nodale et courante), selon le RPA99/version2003 :

Tableau V.9. Espacements pour les deux zones (nodale et courante) :

poutre	h (cm)	$\emptyset_{L\min}$	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}, 12 \times \emptyset_t^{\min})$	Zone Courantes $S_t \leq \frac{h}{2}$
PP	45	1,2	10	10
PS	40	1,2	10	15

Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_{\min} = 0,3\% \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 < A = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée (Poutres principales).}$$

$$A_{\min} = 0,3\% \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 < A = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée (Poutres secondaires).}$$

Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A_{\min} = 1,55 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A_{\min} = 1,37 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

- Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,2 f_{ct28} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa}) \quad (F. P. N)$$

Tableau V.10. Vérification de l'effort tranchant :

Poutres	V _u (KN)	τ (MPa)	τ̄ (MPa)	Observation
Poutres principales	110.5179	0.856	3,33	Vérifiée
Poutres secondaires	79.05	0.69	3,33	Vérifiée

Remarque : $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement pour tous les types des poutres.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$\text{en appui de rives : } A_1 > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\text{en appui intermédiaires : } A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A ₁ (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$ (cm ²)	Observation
Principale	8.42	110.51	99.77	3.17	-4,23	Vérifiée
Secondaires	6.79	79.05	84.27	2.27	-4.81	Vérifiée

• **Vérification à l'ELS :**

L'état limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

L'état limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

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

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Vérification de la contrainte limite du béton à l'ELS :

Poutres	Élément	M_{ser} (KN.m)	y(m)	I(m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Principales	Appuis	61.6407	0,148	0,00125	7.298	15	vérifiée
	Travées	37.1689	0,148	0,00125	4.4	15	vérifiée
Secondaires	Appuis	71.8101	0,137	0,0009	10.93	15	vérifiée
	Travées	74.1284	0,137	0,0009	7.17	15	vérifiée

Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL.91** (Art B.6.5) et le **CBA93** la vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

Tableau V.13. vérification de la flèche pour les poutres :

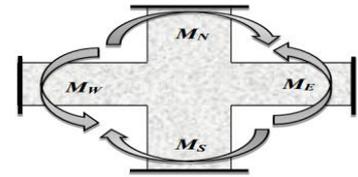
	h_t (cm)	b (cm)	L (m)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{L} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Pp	45	30	5.3	8.42	0,084	0,059	0,006 5	0,01	vérifiée	Vérifiée	vérifiée
PS	40	30	5,49	6.79	0,073	0,068	0,005	0,01	vérifiée	Vérifiée	vérifiée

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

Vérification de la zone nodale (Poteaux-poutres)

Selon l'article 7.6.2 RPA99 /version 2003; il faut que dans la zone nodale définie

Précédemment on doit vérifier la formule suivante : $|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times (|M_w| + |M_E|)$



Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimension de la section de béton.
- De la quantité des armatures dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique dans l'acier.

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } Z = 0,9 \times h \quad \text{et } \sigma_s = F_s / \gamma_s$$

Tableau V.14. Les moments résistants dans les poteaux :

Niveau	Section	Z(cm)	A_s (cm ²)	M_R (KN.m)	δ_s
Sous-sol	55x50	49,5	24.13	432,88	348
RDC et Etage 1	50x50	45	20.36	322,75	348
Etage 2 et 3	45x45	40,5	18.47	290.47	348
Etage 4 et 5	40x40	36	15.21	201.45	348
Etage 6	35x35	31,5	13.57	117,07	348

Tableau V.15. Les moments résistants dans les poutres:

poutre	Section	Z(cm)	A_s (cm ²)	M_R (KN.m)	δ_s
PP	30x45	40.5	8.42	118.67	348
ps	30x40	36	7.79	97.59	348

Les résultats des vérifications de la condition suivante : $|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times (|M_w| + |M_E|)$

Sont représentés dans le tableau ci-dessous :

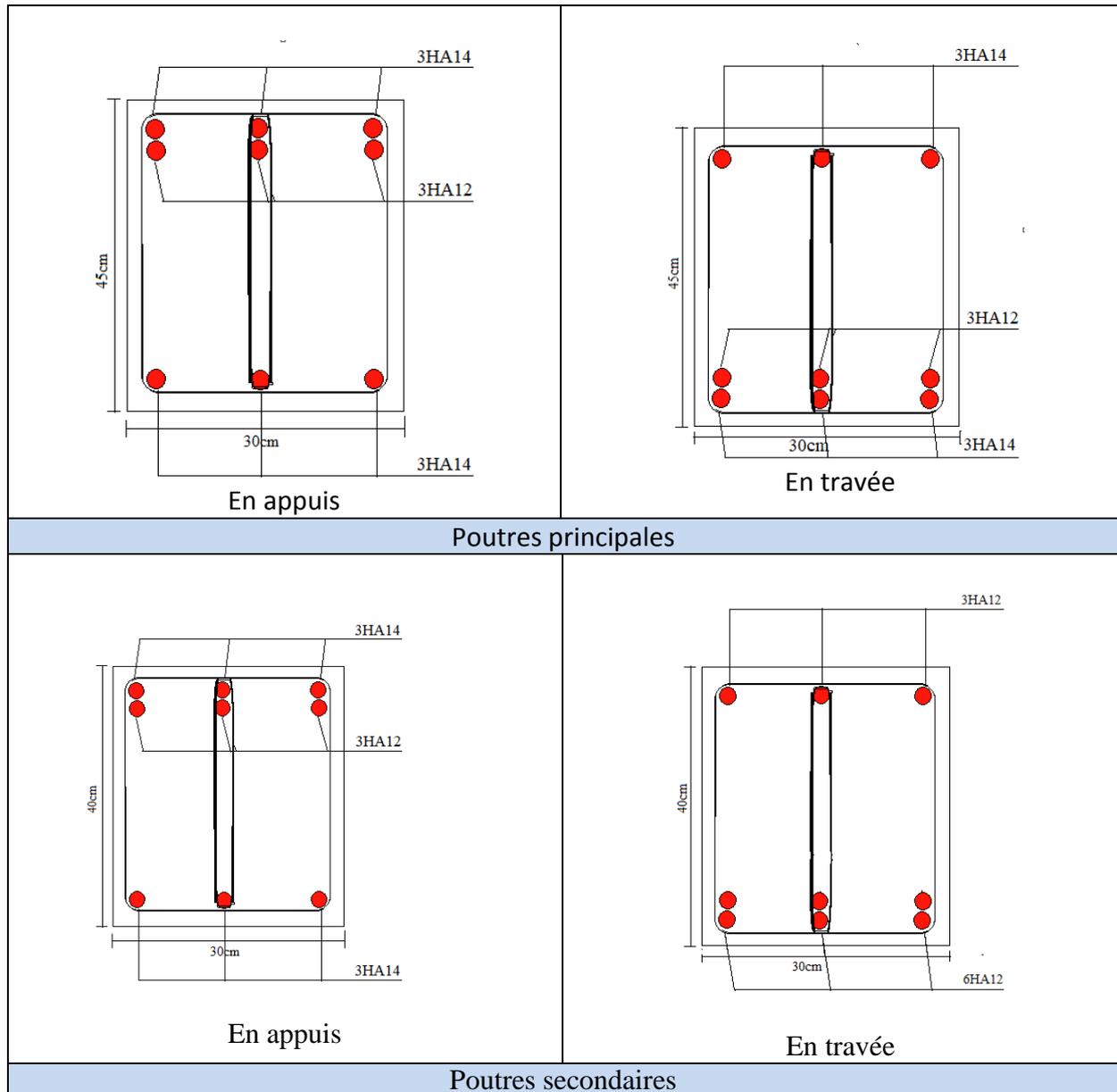
Tableau V.16. Vérification de la zone nodale .

Niveau	poutre	M_S	M_N	$M_N + M_S$	$M_W = M_E$	$1.25 (M_W + M_E)$	Vérification
Sous-sol	PP	432.88	432.88	865.76	118.67	296.67	Vérifiée
	PS				97.59	243.97	Vérifiée
RDC	PP	432.88	322.75	755.63	118.67	296.67	Vérifiée
	PS				97.59	243.97	Vérifiée
Etage 1	PP	322.75	322.75	645.5	118.67	296.67	Vérifiée
	PS				97.59	243.97	Vérifiée
Etage 2	PP	322.75	290.74	613.49	118.67	296.67	Vérifiée
	PS				97.59	243.97	Vérifiée
Etage 3	PP	290.74	290.74	581.48	118.67	296.67	Vérifiée
	PS				97.59	243.97	Vérifiée
Etage 4	PP	290.74	201.45	492.19	118.67	296.67	Vérifiée
	PS				97.59	243.97	Vérifiée
Etage 5	PP	201.45	201.45	402.9	118.67	296.67	Vérifiée
	PS				97.59	243.97	Vérifiée
Etage 6	pp	201.45	117.07	318.52	118.67	296.67	Vérifiée
	ps				97.59	243.97	Vérifiée

Remarque :

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres, donc la formation des rotules plastique se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

Tableau V.17. Schéma de ferrailage des poutres



V.4. Étude des voiles

L'article « 3.4.A.1.a » (révisé) du RPA version 2003 nous exige d'introduire des voiles de contreventement pour les structures dépassent quatre niveau ou 14m de hauteur en zone IIa. Les voiles sont à la fois sollicités par des efforts normaux dus aux chargements verticaux, et par des efforts de flexion et de cisaillement dans leurs plans dus aux chargements horizontaux (action sismique). Ces murs fonctionnent comme des consoles encastées dans leurs fondations (à la base), et ferrailleur à la flexion composée. les sollicitations dans les voiles vont être calculées en fonction des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$ (ELU)
- $G + Q \pm E$ (ELA)

- $0.8G \pm E$ (ELA)

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

$$\begin{cases} N^{\max} & \rightarrow M^{\text{corr}} & \rightarrow A_1 \\ N^{\min} & \rightarrow M^{\text{corr}} & \rightarrow A_2 \\ M^{\max} & \rightarrow N^{\text{corr}} & \rightarrow A_3 \end{cases} \rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

Recommandation du RPA99 version 2003

A) Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

B) Armatures Horizontales

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

C) Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m^2 .

• Règles communes RPA99 V2003 ART.7.7.4.3

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %

- En zone courante 0,10 %

- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5e; 30\text{cm})$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $l/10$ de l'épaisseur du voile.

- les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

1) $40\Phi L_{\max}$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

2) $20\Phi L_{\max}$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V/f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Calcul des voiles :

• **Exemple de calcul**

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.17. Sollicitations sous différentes combinaisons dans le voile V_{y4} // à Y-Y :

Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	V_{max}
RDC+ tages 1+2	188.4717 → 281.7364	218.2012 → 966.5681	60.8249 → 157.2292	388.9375
	ELU	ELA	ELA	
Etage 3+ 4+5+6	74.7703 → 456.5673	456.5673 → 574.7703	49.8673 → 39.1481	456.5673

• **Armatures Longitudinales**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M et N) pour une section de $(e \times L)$, la section trouvée sera répartie dans la zone tendue en respectant les Recommandations du RPA.

▪ **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferrailage du voile V_{y1} de l'RDC dans la zone II_a

-Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section $(e \times L)$.

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 2.0m, d = 1,97 m, e = 0,15 m.$$

$$N_{max} = 297.5578 \text{ KN (compression)}, M_{max} = 410.9803 \text{ KN. m.}$$

a). Armatures verticales :

$$e_G = \frac{M}{N} \Rightarrow e_G = 1.38 > \frac{l}{2} = 1m \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'extérieur de la section.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - M_{UA} \geq (0,337h - 0,81d_0) b.h.f_{bu} \dots\dots\dots(I)$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - \frac{h}{2}) \Rightarrow M_{UA} = 693,66 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow -0.1174 < 0.1165 \text{ vérifiée.}$$

Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = 0,065 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,084 \quad Z = d (1 - 0,4\alpha) = 1,88m$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_l = 9.22cm^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} \Rightarrow A_s = 1.79cm^2.$$

$$A_{min} = 4.5cm^2.$$

Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{min} \times \sigma_{max}} \quad ; \quad l_c = L - 2l_t.$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{L \times E} + \frac{6 \times M}{E L^2} \times V \Rightarrow \sigma_{max} = \frac{297.56 \times 10^{-3}}{0,15 \times 2} + \frac{410.98 \times 10^{-3} \times 6}{0,15 \times 2^2}$$

$$\Rightarrow \sigma_{max} = 5.1MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_{min} = -3.11MPa$$

$$l_t = 0,75 m ; \quad l_c = 0.5 m.$$

✓ Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante)

$$\begin{cases} A_{min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 2.25cm^2 \\ A_{min}^{Z.C} = 0.2\%(e \times l_c) = 1.5cm^2 \end{cases}$$

b). Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 148.2014KN$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_h}{0,8 \times f_e} \Rightarrow A_h = 0.71cm^2 \quad \text{avec: } \tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} \Rightarrow \tau_u = 0.76Mpa$$

$$A_h^{min} = 0,45cm^2.$$

$$\text{Soit } S_h \leq \min(1,5e; 30cm) \Rightarrow S_h = 20cm$$

Tableau V.18. Sollicitations de calcul dans les voiles V_x dans tous les niveaux

Niveau	Voile(vx1 et vx4)		Voile(vx2 et vx3)	
	RDC+ Etage1 et 2	Etage 3 ,4,5,6	RDC+Etage1 et 2	Etage 3 ,4,5,6
Section (m ²)	0,15 × 1,6	0,15 × 1.6	0,15 × 1.2	0,15 × 1.2
M(KN)	251.0763	3.5982	164.4414	74.1981
N(KN)	173.4993	-55.2661	-178.0181	68.4056
V (KN)	392.1428	96.1429	101.8322	88.2843
τ (MPa)	0.832	0.623	0.888	0.762
$\bar{\tau} = 0,2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	5.68	4.80	4.76	3.25

A_v^{\min} (cm ²)	3.6	3.6	2.7	2.7
l_t (cm)	65.25	65.25	46.6	48.93
l_c (cm)	29.5	29.5	26.8	22.14
A_{tend}^{\min} (cm ²)	1.95	1.95	1.4	1.46
A_{comp}^{\min} (cm ²)	0.45	0.45	1.09	1.06
$A_v^{adopté}$ (cm ²)	6.28	6.28	6.79	4.71
N^{bre}	8HA10	8HA10	6HA12	6HA10
S_t (cm)	20	20	17	17
A_h^{cal} (cm ²)	0.76	0.58	0.70	0.61
A_h^{\min} (cm ²)	1.46	1.46	1.05	1.1
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{bre}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.19. Sollicitations de calcul dans les voiles V_y dans tous les niveaux

Niveau	Voile(vy1 et vy2)		Voile(vy3 et vy4)	
	RDC +Etage1et2	Etage 3 ,4,5,6	RDC+ Etage1et2	Etage 3 ,4,5,6
Section (m ²)	0,15×2	0,15×2	0,15×3.5	0,15×3.5
M(KN)	410.9803	154.2725	157.2292	39.1481
N(KN)	297.5578	410.3083	-160.8249	49.8613
V (KN)	148.2014	84.0174	388.9375	247.3911
τ (MPa)	0.76	0.43	1.05	0.73
$\bar{\tau} = 0,2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	1.12	0.5	4.17	1.27
A_v^{\min} (cm ²)	4.5	4.5	7.87	7.87
l_t (cm)	75	69	/	/
l_c (cm)	50	62	/	/

$A_{tend}^{min}(\text{cm}^2)$	2.25	2.06	8.34	2.40
$A_{comp}^{min}(\text{cm}^2)$	1.5	0.94	/	/
$A_v^{adopté}(\text{cm}^2)$	5.03	5.03	8.55	8.55
N^{bre}	10HA8	10HA8	17HA8	17HA8
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20
$A_h^{cal}(\text{cm}^2)$	0.71	0.35	0.98	0.62
$A_h^{min}(\text{cm}^2)$	0.45	0.45	0.97	0.97
$A_h^{adop}(\text{cm}^2)$	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20

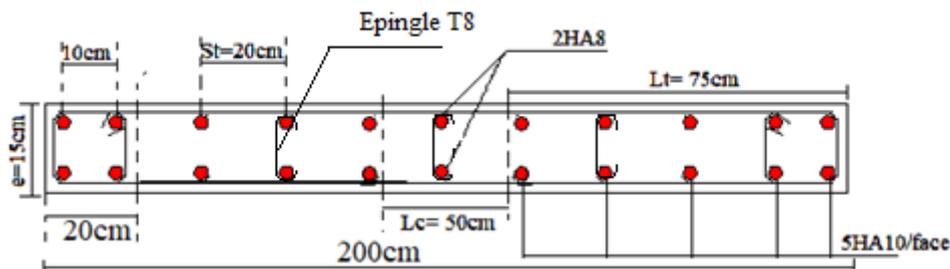


Figure. V.3.Schéma de ferrailage de voile Vx1 et Vx4.

V.5. Conclusion

Les éléments principaux (poutres, poteaux et voiles) jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux, vu la forme irrégulière du plan de bâtiment. il a été tenu compte des ferrailages obtenus par les sollicitations extraire du logiciels de calcul (ETABS 2016) ainsi que le ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

VI.1. Introduction:

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutres murs, voiles) cette transmission peu être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire de d'autres organes (cas des semelles sur pieux) .

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI.2. Les différents types de fondations :

Des fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier général) sont réalisées lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur. Lorsque ces couches sont à une grande profondeur, des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux) devront être réalisées.

VI.3. Choix du type de fondation:

le tassement est de l'ordre de 2.035 cm une construction sur radier général est recommandé.

VI.4. Etude du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les piliers de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide) et Le dimensionnement du radier se fait selon les sept conditions principales concernant la raideur du radier, sa résistance au cisaillement, au poinçonnement, au renversement, la contrainte du sol, la poussée hydrostatique et une condition forfaitaire de coffrage.

- **Pré dimensionnement :**

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

1. **Condition de coffrage :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} \end{array} \right.$$

Avec :

h_r : hauteur de la dalle.

h_t : hauteur des nervures.

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{\max} = 5,79$ m).

$$\text{Donc : } \begin{cases} h_r \geq \frac{579}{20} = 28,95 \text{ cm} \rightarrow h_r = 30 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{579}{10} = 57,9 \text{ cm} \rightarrow h_t = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

2. Condition de rigidité :

$$\text{On dit qu'un radier est rigide si : } \begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)} \end{cases}$$

Avec :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

K : coefficient de raideur du sol (pour un sol moyen $K = 4 \times 10^7 \text{ KN/m}^3$).

$$\text{On a : } K = \begin{cases} 0,5 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 \text{ sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très bon sol} \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur de la semelle.

I : Moment d'inertie de la semelle

Soit

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

$$\text{Avec : } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (5,79)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3,216 \times 10^7}} = 88,31 \text{ cm}$$

Soit: $h_t = 90 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3,216 \times 10^7 \times (0,9)^3}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3,73 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 5,79 < \frac{\pi}{2} \times 3,73 = 5,85 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

D'après les conditions de coffrage et rigidité on opte pour $h_t = 90 \text{ cm}$.

• Calcul de la surface du radier :

Il est nécessaire avant tout de calculer la surface nécessaire au radier selon le poids total qu'il supporte. Ce dernier est représenté par la somme des efforts normaux des poteaux et voiles de la structure, soit le poids de la structure elle-même.

On a : $N_s = 16280,16 \text{ KN}$

Soit :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N^{\text{Ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{16280.16}{119} = 136.80\text{m}^2$$

On prend : $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} = 355.18\text{m}^2$

Les dimensions du radier sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur de la nervure } h_t = 90 \text{ cm} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 30 \text{ cm} \\ \text{enrobage } d' = 5 \text{ cm} \\ \text{la surface du radier } S_{\text{rad}} = 355.18\text{m}^2 \end{array} \right.$$

Vérifications nécessaires :

- **Vérification des contraintes dans le sol :**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.119 \text{ MPa}$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

En utilisant, le programme « **SOCOTEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = 6457 \text{ m}^4 \quad \text{et } X_G = 12.11 \text{ m} \\ I_y = 16140.8\text{m}^4 \quad \text{et } Y_G = 7.4 \text{ m} \end{array} \right.$$

Les efforts extraits à partir du logiciel **ETABS** sont :

$M_x = 25.718\text{MN.m}$; $M_y = 23.162\text{MN.m}$

- **Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :**

Exemple de calcul :

Sens X-X :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{16.280}{355.18} + \frac{25.718}{6457} \times 7.4 = 0.075 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{16.280}{355.18} - \frac{25.718}{6457} \times 7.4 = 0.016\text{MPa} \end{array} \right.$$

On trouve :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.075 + 0.016}{4} = 0.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.119\text{MPa}$$

On remarque que la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

Sens Y-Y :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{16.280}{355.18} + \frac{12.053}{16140.8} \times 12.11 = 0.063 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{16.280}{355.18} - \frac{23.162}{16140.8} \times 12.11 = 0.017 \text{ MPa} \end{cases}$$

On obtient donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.063 + 0.017}{4} = 0.0515 \text{ MPa} < \sigma_{\text{sol}}^- = 0.119 \text{ MPa}$$

La contrainte est vérifiée dans les deux sens.

- **Vérification au cisaillement :**

Soit :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande $b = 1 \text{ m}$ et de hauteur utile d .

Avec :

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2S_{\text{rad}}} = \frac{16280.16 \times 5.79}{2 \times 355.18} = 132.69 \text{ KN}$$

Donc :

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{0.13269}{1 \times 2.5} = 0.053 \text{ m}$$

On prend : $d = 25 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} = 0.53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul à l'ELU du poteau le plus sollicité. $N_d = 2789.13 \text{ KN}$

h_t : hauteur total de radier. $h_t = 0.9 \text{ m}$

U_c : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

Le poteau le plus sollicité est le poteau $(50 \times 55) \text{ cm}^2$, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A \times B)$

Tel que :

$$\begin{cases} A = a + h_t = 1.70\text{m} \\ B = b + h_t = 1.70\text{m} \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.70\text{m}$$

$$N_d = 1.63\text{MN} < 0.045 \times 5.7 \times 1 \times \frac{25}{1.5} = 3.84 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

- **Vérification de la poussée hydrostatique :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$$

Avec :

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1.5$).

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ($H = 2.45 \text{ m}$).

S_{rad} : Surface du radier ($S_{\text{rad}} = 355.18 \text{ m}^2$).

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

$$N = 16280,16 \text{ KN} > 1.5 \times 2.45 \times 355.18 \times 10 = 13052.86 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Sens X-X

$$e = \frac{25.718}{16.280} = 1.57 < \frac{23.87}{4} = 5.96\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Sens Y-Y

$$e = \frac{23.162}{16.280} = 1.42 < \frac{14.89}{4} = 3.72\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

VI.5. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable, et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

- **Calcul des sollicitations :**

$$\text{On a: } Q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}}$$

Avec :

N_u : l'effort normal ultime donné par la structure.

$$N_u = N_u^{\text{cal}} + 1.35(N_{\text{rad}} + N_{\text{ner}}) = 21778.98 + 1,35(7991.55 + 2078.55)$$

$$N_u = 35373.62 \text{ KN.}$$

Donc :

$$Q_u = \frac{35373.62}{355.18} = 99.59 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité On a :

$$\begin{cases} l_x = 5.6 \text{ m} \\ l_y = 5.79 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.96$$

$P=0.96 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases}$$

- **Calcul des moments isostatiques :**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 128.04 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 116.42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 108.83 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 98.96 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -64.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Condition de non-fragilité :**

$$\text{On a: } \begin{cases} \rho = 0.96 > 0.4 \\ e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.96}{2}\right) \times 1 \times 0.3 = 2.45 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0.0008 \times 1 \times 0.3 = 2.4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times h) = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$.

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Tableau du ferrailage de radier.

Localisation		M_U (KN.m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	A_{adop} (cm^2/ml)	Nombre de barres	S_t (cm)
Travée	X-X	108.83	12.50	2.45	14.06	7HA16	15
	Y-Y	98.96	11.33	2.4	12.06	6HA16	15
Appui		64.02	7.05	2.4	7.70	5HA14	20

- **Vérifications à l'ELS :**

$$\text{On a: } Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$$N_s = 26350.26 \text{ KN}$$

$$\text{Donc ; } Q_s = 74.218 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des moments isostatiques :

$$\text{On a: } \rho = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0474 \\ \mu_y = 0,9385 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 110.32 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 103.53 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Les moments corrigés : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 93.77 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 79.70 \text{KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -55.16 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes :

Le ferrailage se fait pour une section (b×h) : (1×0,3) m²

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

Tableau VI.2. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴) 10 ⁻⁴	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs
Travée	X-X	93.77	0.087	9.25	8.80 < 15	C. V	120.83 < 201.63	C. V
	Y-Y	79.70	0.082	8.23	7.79 < 15	C. V	124.28 < 201.63	C. V
Appui		55.16	0.068	5.76	6.51 < 15	C. V	150.46 < 201.63	C. V

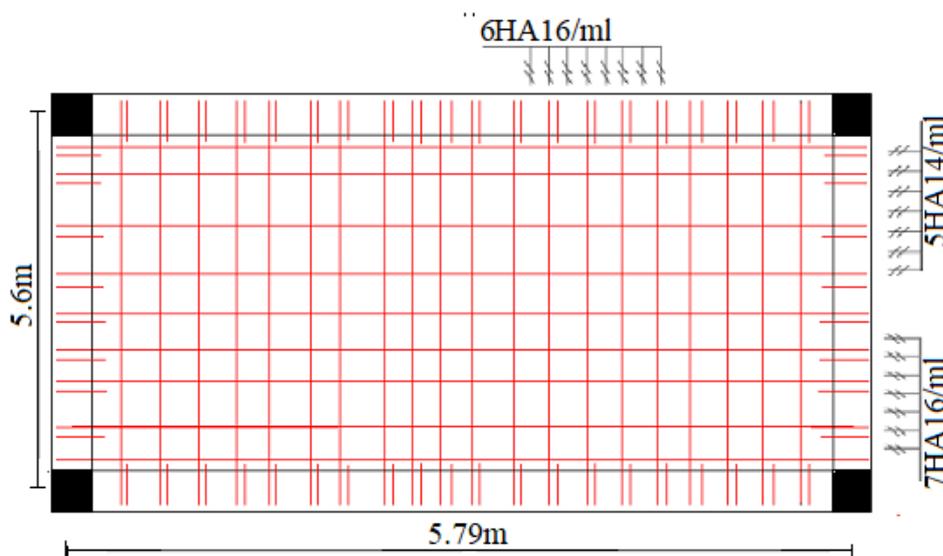


Figure VI. 1. Ferrailage du radier.

4-Calcul des nervures :

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est selon les lignes de ruptures trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- **Les sollicitations sur les nervures :**

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

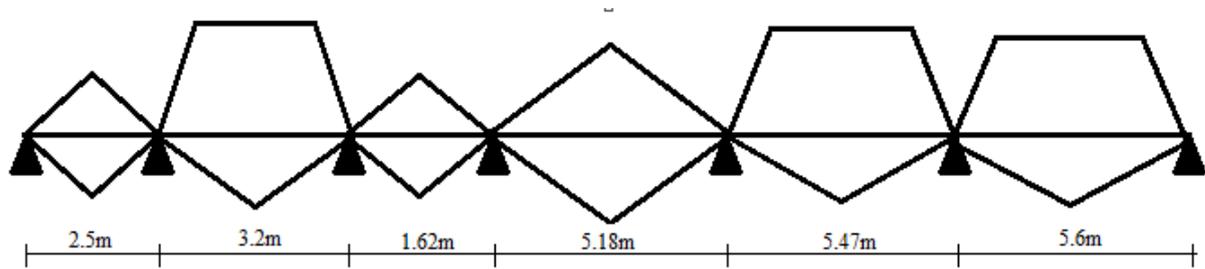


Figure.VI.2. schéma statique de la nervure la plus sollicitée selon X-X

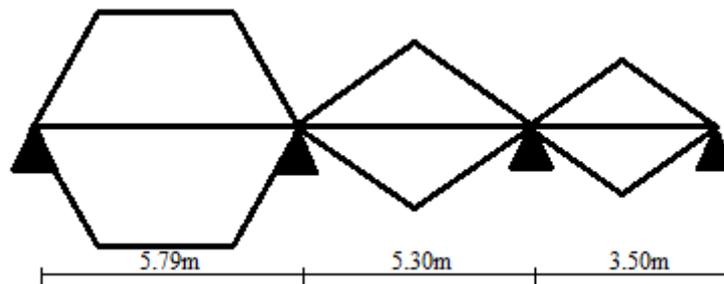


Figure.VI.3. schéma statique de la nervure la plus sollicitée selon Y-Y

- Charge triangulaire

$$q_M = \frac{2}{3} p l_x$$

$$q_V = \frac{1}{2} p l_x$$

- Charge trapézoïdale

$$\begin{cases} q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_V = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

$$Q_u = \frac{N_u'}{S_{rad}} ; \quad N_u' = N_u - N_{nervure} ; \quad N_{nervure} = \gamma_b \times h_t \times L_{nervure}$$

$$Q_s = \frac{N_s'}{S_{rad}} ; \quad N_s' = N_s - N_{nervure} ; \quad N_{nervure} = \gamma_b \times h_t \times L_{nervure}$$

$$N_{nervure} = 3813 \text{ KN} \Rightarrow N_u' = 33295.065 \Rightarrow q_u = 93.74 \text{ KN/m}$$

$$N_s' = 24271.73 \text{ K N} \Rightarrow q_s = 68.33 \text{ KN/m}$$

On prend deux types de nervures les plus chargées.

• **Calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

Moments aux appuis :

$$M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$ Avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

Moment en travée :

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement avec leur signe.

$$V_1 = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l}; \quad V_2 = -\frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$V = \max(V_1, V_2)$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3. Sollicitations max de la nervure de radier dans le sens x-x (ELU) et à (ELS)

Localisation	Appui	Travée
M_u (KN.m)	-426.31	418.29
M_s (KN.m)	-340.76	394.62
V (KN)	859.20	

Tableau VI.4. Sollicitations max de la nervure de radier dans le sens y-y (ELU) et à (ELS)

Localisation	Appui	Travée
M_u (KN.m)	-480.32	453.18
M_s (KN.m)	-370.87	421.63
V (KN)	879.49	

- **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=90\text{cm}$ $h_0=30\text{cm}$ $b_0=50\text{cm}$ $d=85\text{cm}$.

$$(b - b_0)/2 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \Rightarrow (b - b_0)/2 \leq \min\left(\frac{560}{2}; \frac{350}{10}\right)$$

Donc : $b = 120\text{cm}$.

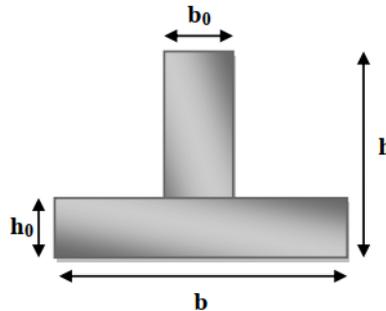


Figure VI.4. Schéma des nervures.

• **Calcul des armatures :**

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5. Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier

sens	Localisation	$M_u(\text{KN.m})$	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A^{RPA}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopte}}(\text{cm}^2)$
X-X	Travée	418.29	39.52	2.25	10HA20+5HA16=41.47
	Appuis	430.31	41.13	2.25	10HA20+5HA16=41.47
Y-Y	Travée	453.18	40.50	4.125	10HA20+5HA16= 41.47
	Appuis	480.32	41.25	4.125	10HA20+5HA16=41.47

• **Les vérifications :**

Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b-b_0}{2}\right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Tableau VI.6. Vérification de l'effort tranchant :

Sens	$V_u(\text{KN})$	$\tau_u(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_u(\text{MPa})$	Observation
x-x	859.20	1,12	2,5	Vérifiée
y-y	879.47	1,15	2,5	Vérifiée

À l'ELS : Vérification des contraintes :

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63MPa.$$

Tableau VI.7. Vérification des contraintes à l'ELS

	Moments	Valeurs (KN.m)	Y(m)	I(m ⁴) 10 ⁻²	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
x x	M _t	394.62	0,231	2,69	3,35	15	140.92	201.63	vérifiée
	M _a	340.76	0,222	2,43	3.09	15	137.8	201.63	vérifiée
y y	M _t	421.63	0.231	2,69	3.61	15	151.75	201.63	vérifiée
	M _a	480.32	0,222	2,43	3.37	15	149.96	201.63	Vérifiée

Armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_l \right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min \left(\frac{900}{35}; \frac{500}{10}; 25 \right) \Rightarrow \Phi_t \leq 25mm.$$

$$\Phi_t = 10 mm.$$

$$A_t = 6HA10 = 4.71 cm^2 \quad \left\{ \begin{array}{l} 1). S_t \leq \min(0.9d; 40 cm) \Rightarrow S_t \leq 40 cm \\ 2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 75.36 cm \\ 3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \leq 4.4cm \end{array} \right.$$

Soit : S_t = 20 cm

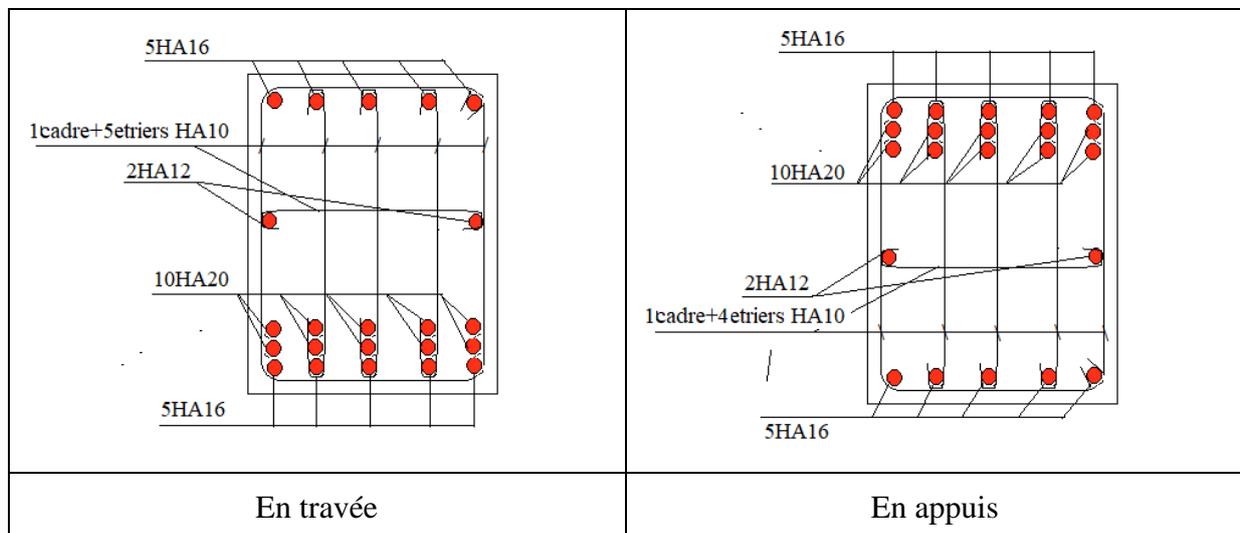


Figure VI.5. Ferrailage des nervures.**VI.5. Etude de voile périphérique :****Introduction :**

Selon le **RPA99/Version 2003 (Art 10.1.2)** les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- Les ouvertures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Dimensionnement des voiles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 3.06\text{m} \\ \text{longueur } L = 5.79\text{ m} \\ \text{épaisseur } e = 15\text{ cm} \end{array} \right.$$

Caractéristiques du sol

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique : } \gamma = 19.5\text{KN/m}^3 \\ \text{la cohésion : } C = 0.84\text{ bars} \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 23.8^\circ \end{array} \right.$$

VI.6.1.1 Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

✓ **Poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow G = 24.26\text{KN/m}^2$$

✓ **La surcharge:**

On a : $q = 10\text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 4.24\text{ KN/m}^2$$

Remarque :

Un dispositif de drainage efficace des eaux pluviales et des eaux de surfaces sera effectué donc il n'est pas nécessaire de calculer les poussées hydrostatiques.

- **Ferraillage du voile périphérique :**

Méthodologie de calcul :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

✓ **A P'ELU :**

$$\begin{cases} \sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 4.24 = 6.36 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 24.26 + 1.5 \times 4.25 = 39.11 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\begin{cases} \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 30.92 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 30.92 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Pour le ferraillage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques

$$\text{sont } \begin{cases} l_x = 3.06 \text{ m} \\ l_y = 5.79 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Et } \begin{cases} b = 1 \text{ ml} \\ e = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.06}{5.79} = 0.52 > 0.4 \Rightarrow \text{le voile porte dans les deux sens.}$$

- Calcul des moments isostatiques :

On a :

$$\rho = 0.52 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0937 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 27.12 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 6.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 23.05 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 5.76 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -13.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferraillage se fait pour une section de $(b \times e) \text{ m}^2$.

Les résultats de calcul de ferraillage sont dressés dans le tableau ci-après :

Avec : $A_{\min} = 0.1\% \times b \times h$

Tableau VI.8. Ferraillage des voiles périphériques.

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ² /ml)
Travées	X-X	23.05	0.112	0.15	0.11	6.02	1.5	6HA12 = 6.76
	Y-Y	5.76	0.024	0.030	0.11	1.5	1.5	4HA12 = 4.52
Appui		-13.56	0.066	0.085	0.11	3.54	1.5	4HA12 = 4.52

- Espacements :

$$\begin{cases} \text{sens X - X: } S_t \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{sens Y - Y: } S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérifications :

$$\text{On a : } \begin{cases} \rho = 0.96 > 0.4 \\ e = 15 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 1.22 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Calcul des efforts tranchants :

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 44.16 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 6.47 \text{ KN} \end{cases}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.36 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

✓ **A P'ELS :**

- Calcul des moments :

$$\text{On a : } \rho = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0974 \\ \mu_y = 0.3853 \end{cases}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{\max} = G + Q = 24.26 + 4.24 = 28.5 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 22.43 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 22.43 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Les moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 20.45 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 7.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 17.38 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 6.69 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -10.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

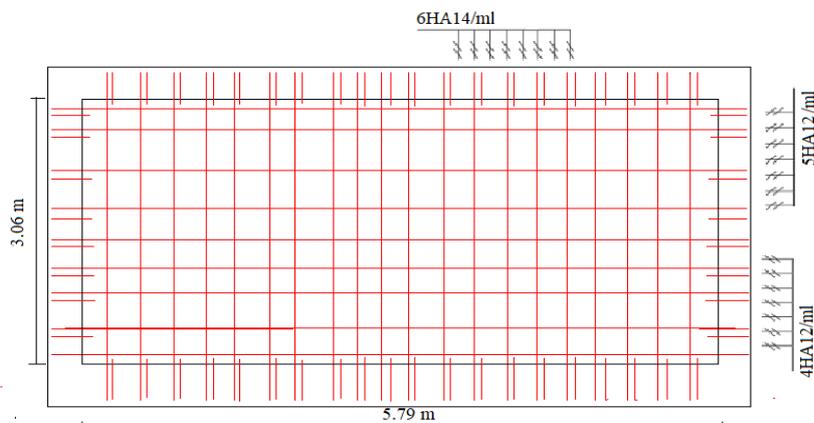
Tableau VI.9. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (m ⁴) 10 ⁻⁵	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs
Travée	x-x	17.78	4.02	8.65	8.00 < 15	C.V	240.5 > 201.63	C.P.V
	y-y	6.69	3.41	6.32	3.06 < 15	C.V	136.39 < 201.63	C.V
Appui		10.22	3.41	6.32	5.51 < 15	C.V	208.36 > 201.63	C.P.V

La contrainte de traction n'est pas vérifiée donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Tableau VI.10. Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	A	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t
Travée	X-X	17.38	5.98	0.41	8.23	9.24	6HA14	15
Appui		10.22	3.51	0.31	4.62	6.16	5HA12	20

**Figure VI.6.** Ferrailage du voile périphérique.**VI.6.Conclusion**

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'argumentations techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre projet, vue la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles filantes, le radier est le type de fondation le plus adéquat.

Conclusion générale

Le présent travail élaboré nous a permis non seulement de prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction mais, surtout d'approfondir nos connaissances dans le domaine de Génie civil.

Il nous a permis également de faire connaissance avec le logiciel de calcul (ETABS2016) et les programmes conçus pour le calcul tel que le **CBA** et le **BAEL**. Et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. Dans la modélisation nous doit englober tous les éléments de la structure soit structuraux ou non structuraux et ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. La contrainte architecturale était un vrai obstacle pour nous, pour la disposition des voiles a cause de la diminution de la rigidité en plan et l'emplacement de la cage d'escalier et de l'ascenseur qui a provoqué une torsion.
3. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
4. L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donne lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
5. La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
6. Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

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 d'exploitations.
- ✓ M. Belazougui (calcul des ouvrages en béton armé).
- ✓ Béton armé (Jean-Pierre Mougin).

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

Annexe 1

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	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 $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

		u/l_x v/l_y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

Annexe 3

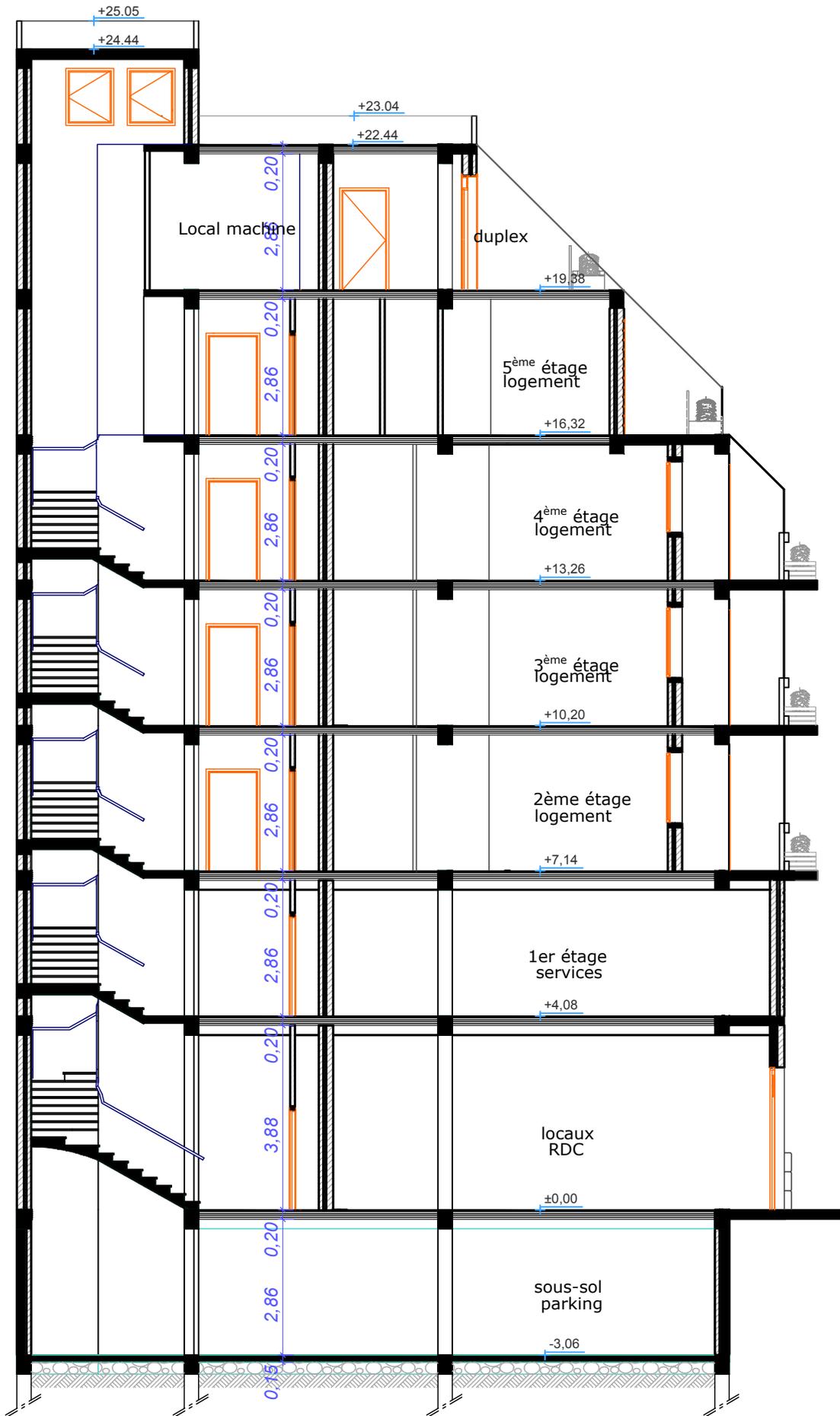
Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

Tableau des Armatures
(en Cm²)

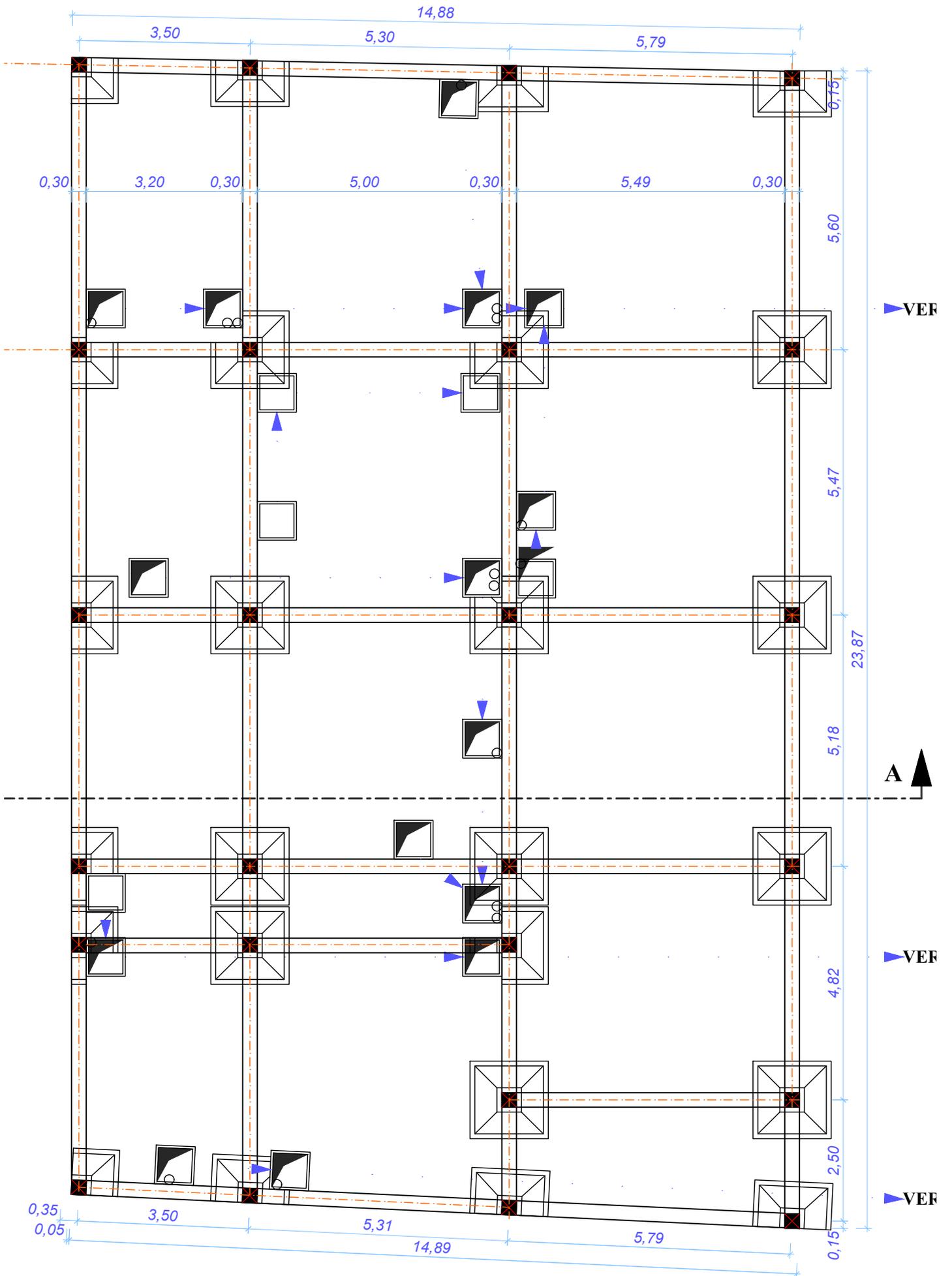
ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	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



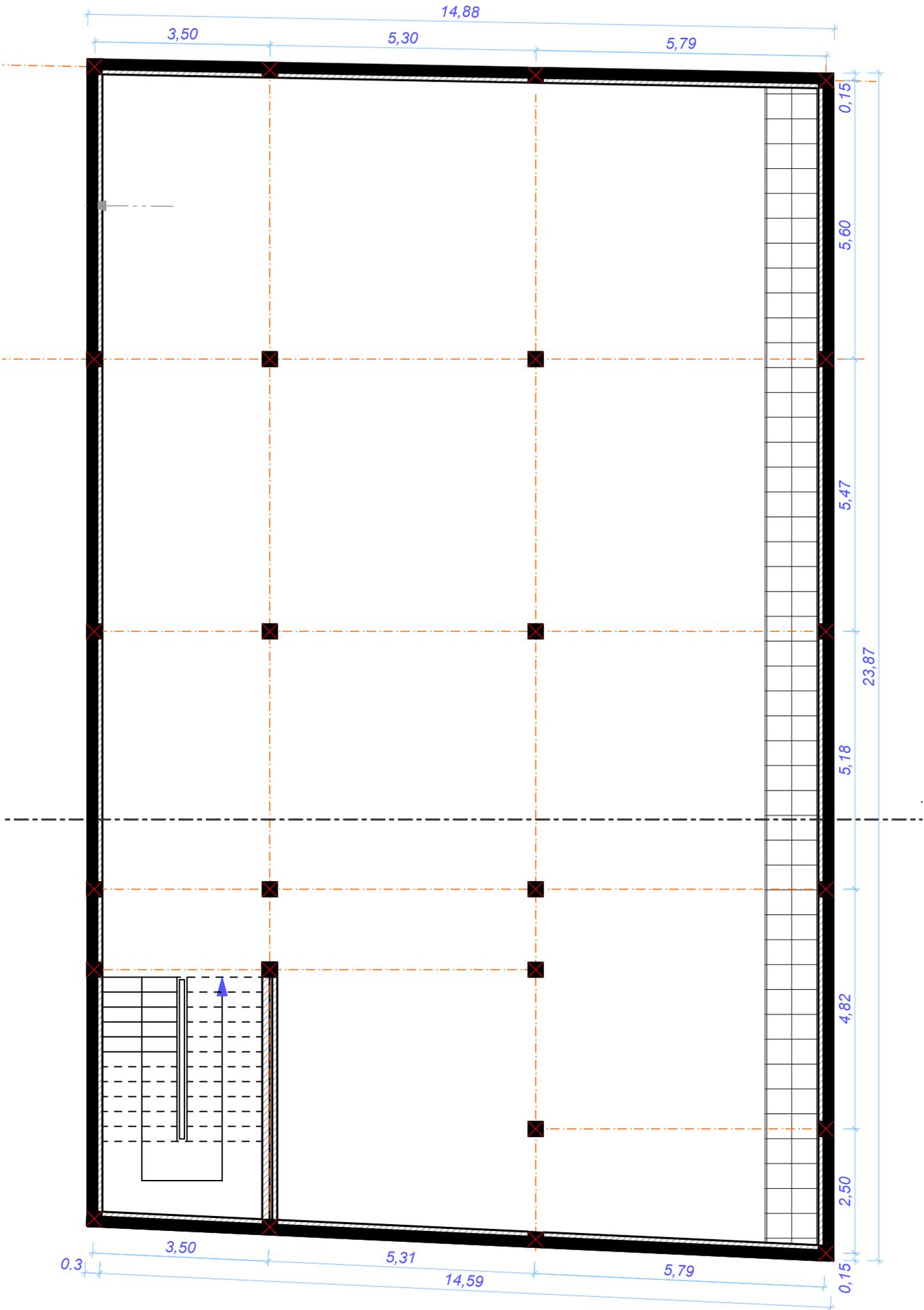
façade principale



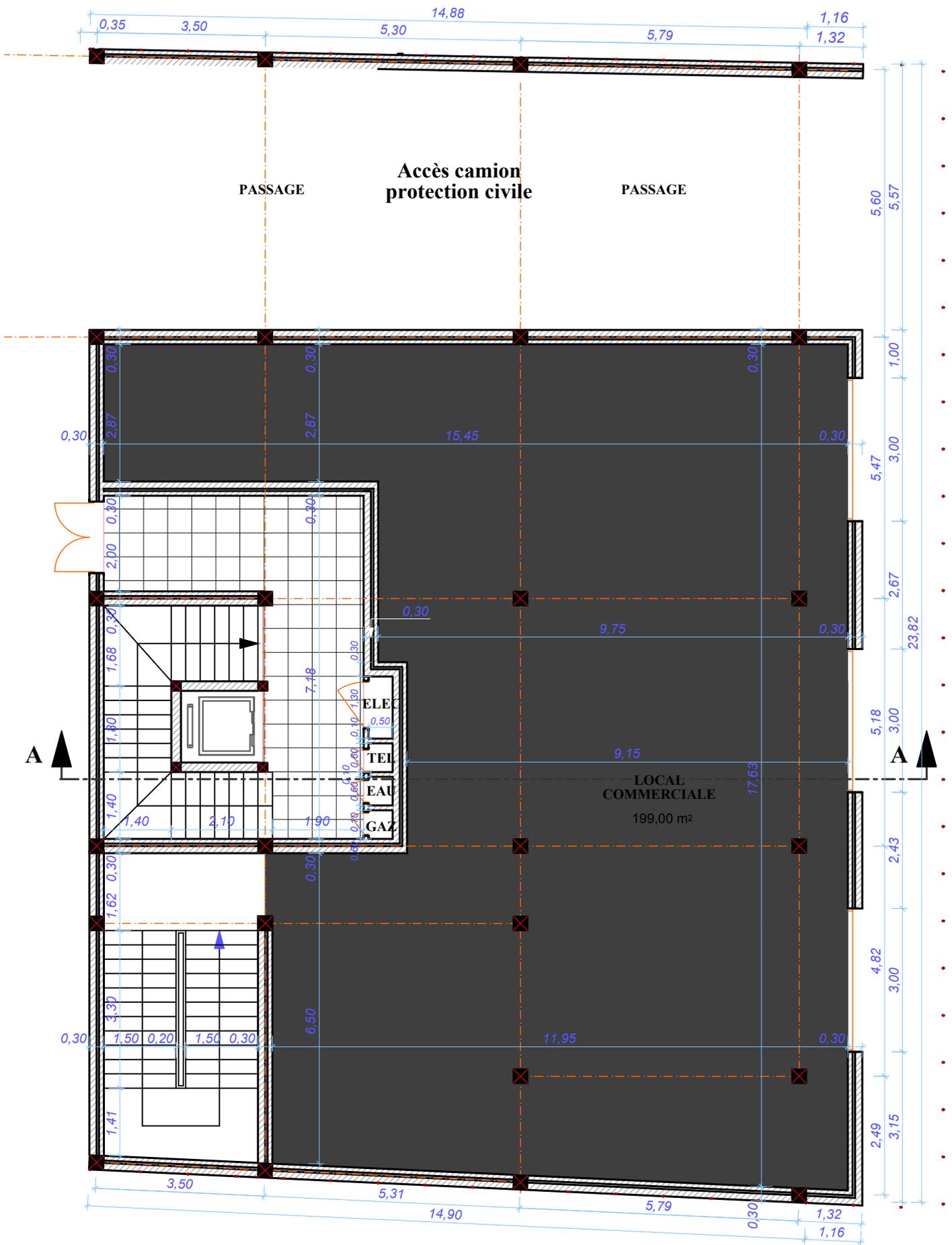
coupe AA



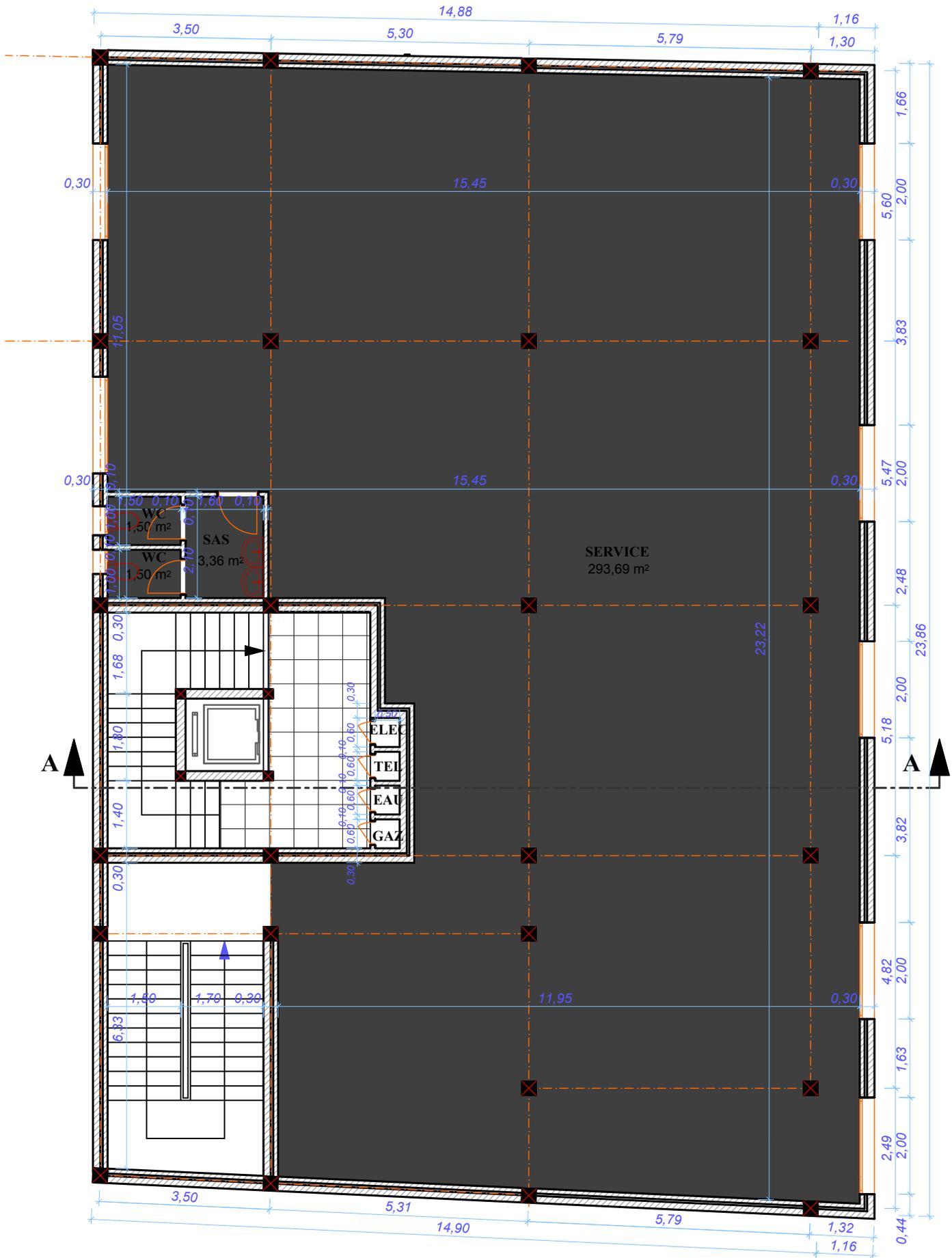
PLAN DE FONDATION



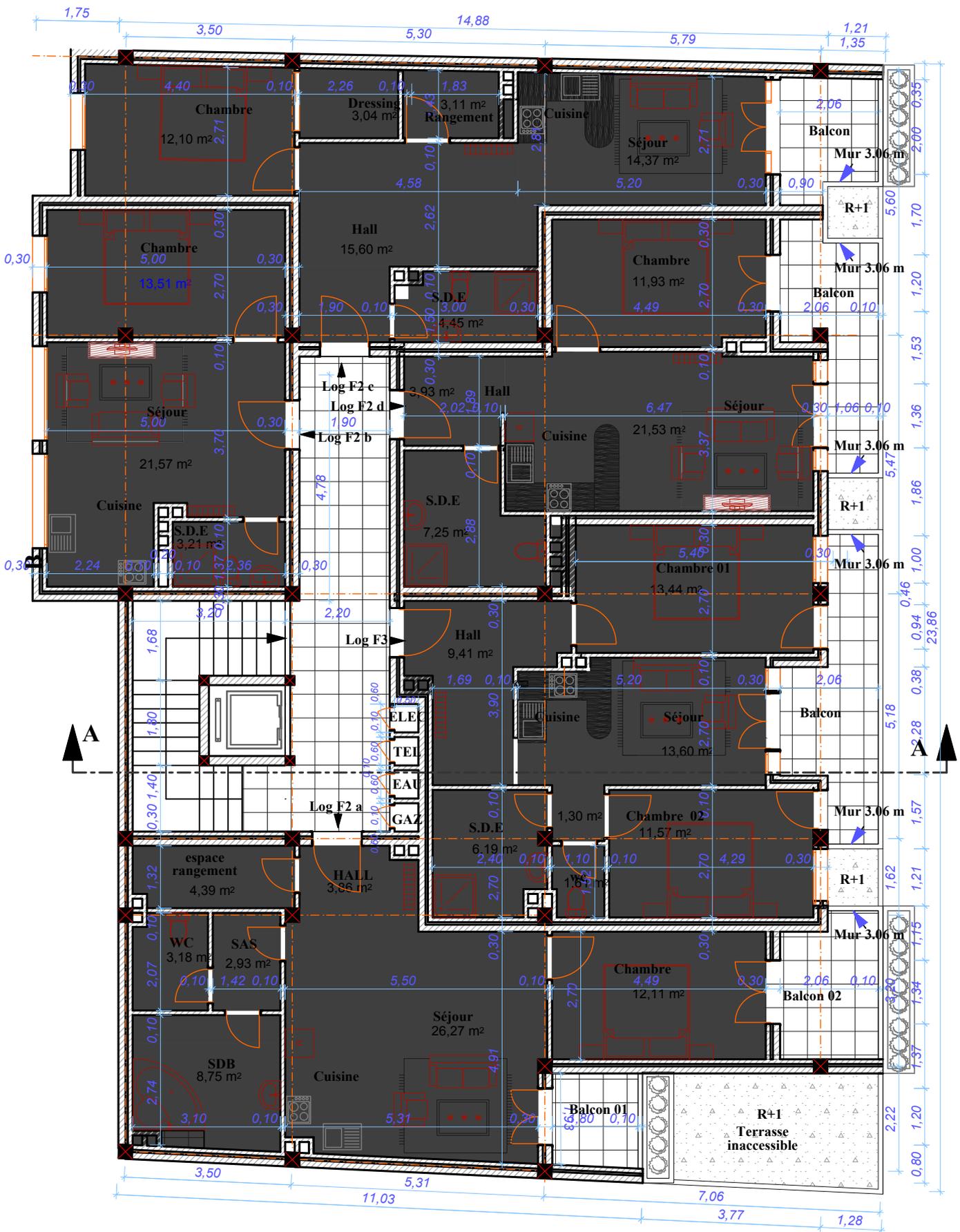
PLAN SOUS SOL



PLAN RDC



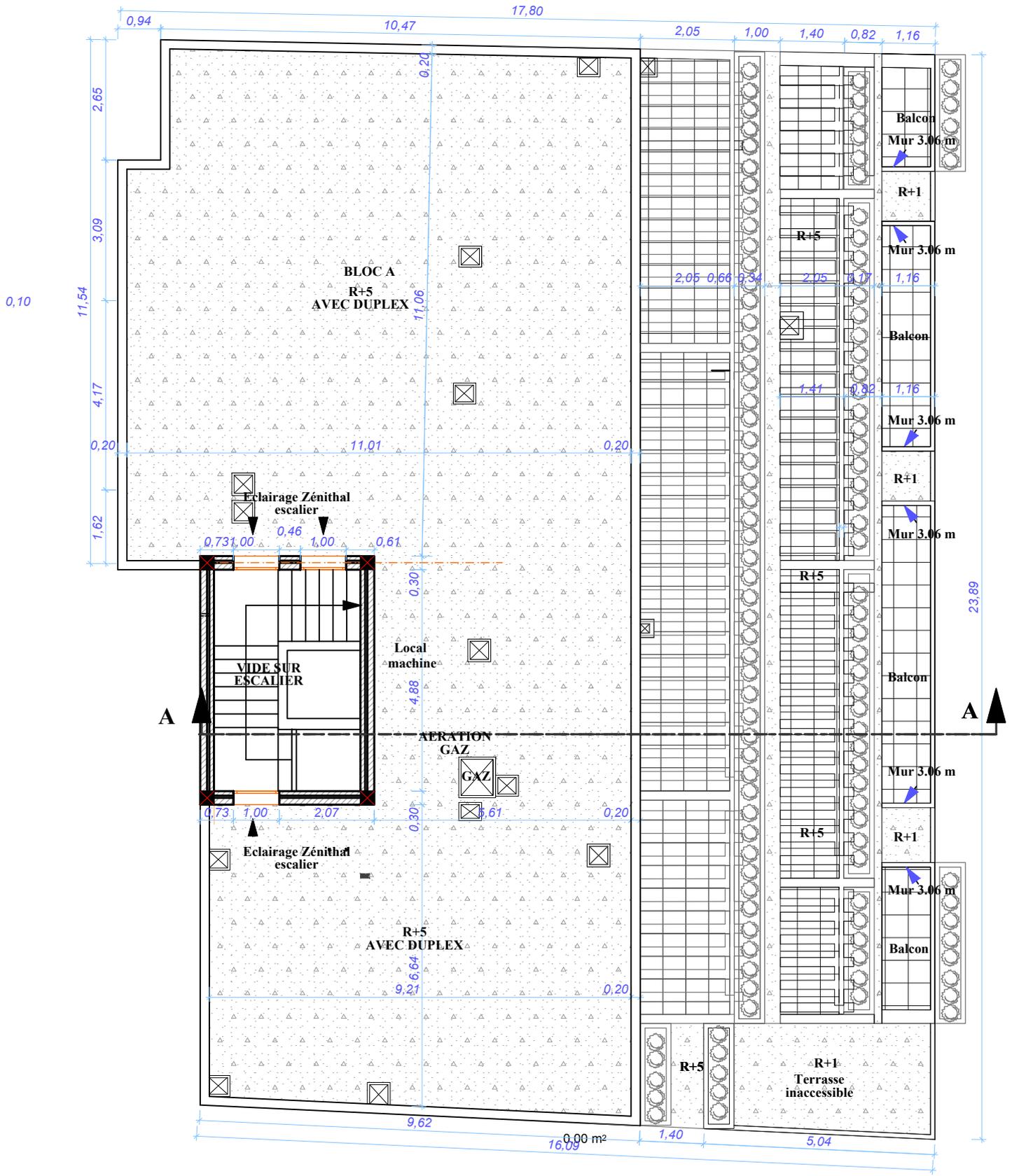
PLAN ETAGE 01



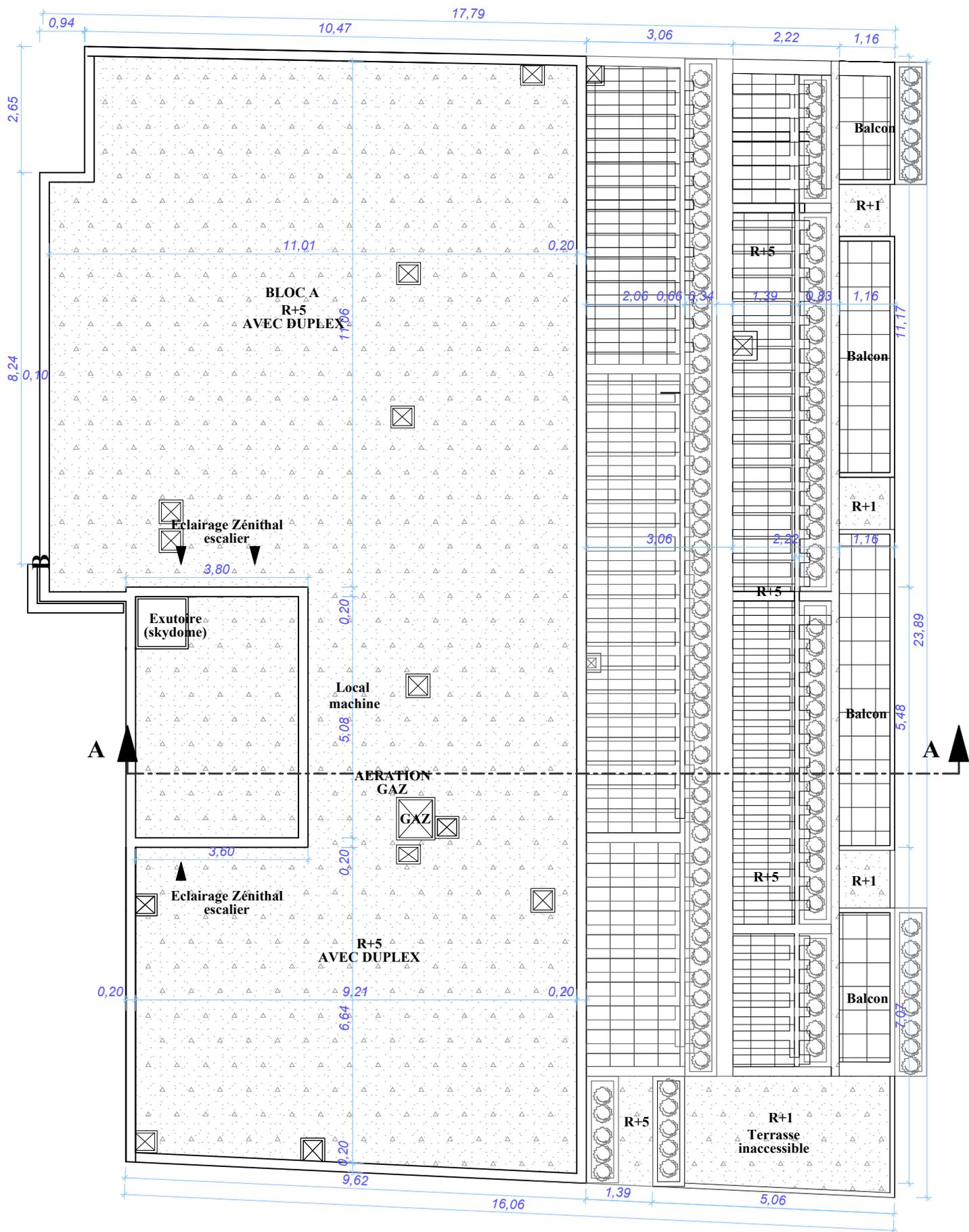
PLAN ETAGE 02 .03.04



ETAGE 06 (Duplex)



PLAN TERRASSE



TOITURE