

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-Béjaïa
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

Thème

Étude d'un bâtiment(R+8) a usage habitation+parking contreventé par un système mixte

Présenté par

Mlle :Imatoukene Thanina
Mlle :Meziani Ouacila

Soutenu le 01/10/ 2020 devant le jury

Mme.L.Boussaa	Présidente
Mme.K.Laoubi	Encadreur
Mme.R.khouffache	Examineur

Année universitaire 2019/2020

Remerciements

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

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

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

A *M^{me}* k. LAOUBI : notre promotrice, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

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

Nous remercions également tous les enseignants qui ont contribués à assurer notre formation durant tout notre cycle universitaire.

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

Ouacila et Thanina

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents IMATOUKENE NOUREDDINE ET AMER NADIRA qui ont toujours été là pour moi, et m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.

J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A mes chers sœur CYLIA , LINISSA et ROMAISSA ,et mon frère MARIS

A toute la famille Imatoukene

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

Imatoukene Thanina

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents MEZIANI MOKRANE et HIDJEB HASSINA qui ont toujours été là pour moi, et m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.

J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A ma cher sœur THIZIRI et mon frère MASSI

A mon futur époux BOUATMANE MAZIGH

A mon beau frère BENAMARA MASNSEN

A toute la famille Méziani

A mes meilleurs amis (slimane cherfaoui) et à tous ceux qui me sont chère.

Meziani Ouacila

Symbole et notations

E : Séisme
G : Charges permanentes
Q : Action variables quelconque.
S : Action dues à la neige.
W : Action dues au vent.
A_s : Aire d'un acier.
B : Aire d'une section de béton.
E : Module d'élasticité longitudinal.
E_b : Module de déformation longitudinale du béton. **E_i** : Module de déformation instantanée.
E_n : Module de déformation sous fluage.
E_s : Module d'élasticité de l'acier.
E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).
F : Force ou action en général.
I : Moment d'inertie.
L : Longueur ou portée.
M : Moment en général.
M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.
M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.
N : force de compression en général.
a : Une dimension (en générale longitudinal).
b : Une dimension (largeur d'une section).
b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.
d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée. **e** : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.
f : Flèche.
f_e : Limite d'élasticité.
f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge j jours.
F_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge j jours.
F_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j=28j.
g : Densité des charges permanentes.
h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.
h : Hauteur totale d'une section.
i : Rayon de giration d'une section de B A.
j : Nombre de jours.
l_r : Longueur de flambement.
n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;
p : Action unitaire de la pesanteur.
q : Charge variable.
S_t : Espacement des armatures transversales.
x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.
D : profondeur d'encastrement de la fondation. σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
C : Cohésion du sol. γ : poids volumique.
Comb(com) : combinaisons.

Table des matières

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et pré-dimensionnement des éléments

Partie 1 : présentation de l'ouvrage

I.1.1. Présentation du projet	1
I.1.2. Règlements et normes utilisés	1
I.1.3. Caractéristiques des matériaux utilisés	1
I.1.4. Les actions	3
I.1.5. combinaison d'actions	3

Partie 2 : pré-dimensionnement des éléments

I.2.1 introduction	4
I.2.2. Pré dimensionnement des éléments secondaire.....	4
I.2.3. Pré dimensionnement des éléments principaux	11
I.2.4. Evaluation des charges et des surcharges	13
I.2.5. Descente de charge	16
I.2.6. Conclusion	22

Chapitre II : Calcul Des Eléments Secondaires

II.1. Introduction.....	22
II.2. Calcul des planchers a corps creux.....	22
II.3. Dalles pleines.....	34
II.4. Etude de la poutre de chainage.....	48
II.5. Etude des escaliers	50
II.6. Etude de la poutre de Palière	54
II.7. Etude de l'acrotère	58
II.8. Etude de la dalle machine	62

Chapitre III : Etude dynamique

III.1. Introduction	65
III.2. Modélisation.....	65
III.3. Choix de la méthode de calcul.....	65
III.4. Exigence de RPA	70
III.5. Conclusion	7

Chapitre IV : Etude Des Eléments Structuraux

IV.1. Introduction.....	75
IV.2. Etude des poutres.....	75
IV.3. Etude des poteaux.....	80
IV.4. Étude des voiles	92
IV.5. Conclusion.....	104

Chapitre V : l'infrastructure

V.1. Introduction	105
V.2. Choix du type de fondation.....	105
V.3. Etude des fondations	105
V.4. Voile périphérique	115

Bilan quantitatif et estimatif

Conclusion Générale

Bibliographie

Planche de Ferrailage

Annexes

Plan de la structure

Table des Figures

Figure I.2.1. Plan de disposition des poutrelles de terrasse inaccessible	4
Figure I.2.2. Plan de disposition des poutrelles de 7 ^{eme} étage	5
Figure I.2.3. Plan de disposition des poutrelles de 4 ^{eme} étage 6 ^{eme} étage	5
Figure I.2.4. Plan de disposition des poutrelles de 5 ^{eme} étage	6
Figure I.2.5. Plan de disposition des poutrelles de 1 ^{eme} étage au 3 ^{eme} étage	6
Figure I.2.6. Plan de disposition des poutrelles de RDC	7
Figure I.2.7. Schéma des poutrelles	7
Figure I.2.8. Cage d'ascenseur	9
Figure I.2.9. Détail d'un escalier	9
Figure I.2.10. Schéma statique des deux volées	10
Figure I.2.11. Escalier doit	10
Figure I.2.12. Acrotère	11
Figure I.2.13. Hauteur libre de poteau	12
Figure I.2.14. Poteau (B4)	17
Figure I.2.15. Poteau (C4) étage courant	20
Figure I.2.16. Poteau (C4) terrasse	20
Figure II.1. Schéma statique de la poutrelle	23
Figure II.2. Diagramme des moments au appuis d'une poutrelle a 2 travée	24
Figure II.3. Diagramme des efforts tranchants d'une poutrelle a 2 travée	24
Figure II.4. Ferrailage de la dalle de compression	34
Figure II.5. Schéma statique de la dalle sur 4 appuis avec une ouverture	39
Figure II.6. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis	41
Figure II.7. Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis	44
Figure II.8. Schéma de ferrailage de la console	46
Figure II.9. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis	47
Figure II.10. Schéma de ferrailage de la poutre de chainage	50
Figure II.11. Schéma de ferrailage de l'escalier	54
Figure II.12. Schéma de ferrailage de la poutre palière	58
Figure II.13. Acrotère	58
Figure II.14. Sollicitation de l'acrotère	58
Figure II.15. Schéma de ferrailage de l'acrotère	60
Figure II.16. Schéma représentant de l'impacte	61
Figure II.17. Schéma de ferrailage la dalle machine	64
Figure III.1. Spectre de réponse	67

Figure III.2. Dispositions des voiles	68
Figure III.3. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS 2016	68
Figure III.4. Mode 1 (Translation suivant l'axe X-)	69
Figure III.5. Mode 2 (Translation suivant l'axe Y)	69
Figure III.6. Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-)	70
Figure IV.1. Disposition constrictive de la poutre	80
Figure IV.2. Schéma de ferrailage la poutre principale	80
Figure IV.3. Schéma de ferrailage la poutre secondaire	80
Figure IV.4. Zone nodale	82
Figure IV.5. Section du poteau	84
Figure IV.6. Section du poteau a étudié	85
Figure IV.7. Schéma de ferrailage du voile Vx1	104
Figure V.1. Semelle filante.....	106
Figure V.2. Schéma de ferrailage du radier.....	111
Figure V.3. Répartition des charges dans le sens x-x	112
Figure V.4. Répartition des charges dans le sens y-y	112
Figure V.5. Section a ferrailé	113
Figure V.6. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x	114
Figure V.7. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y	115
Figure V.8. Répartition des contraintes sur le mur.....	116
Figure V.9. Schéma de ferrailage de voile périphérique	118

Table des Tableaux

Tableau I.1. Caractéristique des matériaux	4
Tableau I.2.1 Section des poteaux	13
Tableau I.2.2. Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible	13
Tableau I.2.3. Evaluation des charges dans la dalle pleine inaccessible	13
Tableau I. 2.4. Evaluation des charges dans le plancher étage courant	14
Tableau I.2.5. Evaluation des charges dans la dalle pleine.....	14
Tableau I.2.6. Evaluation des charges dans la dalle pleine (balcon)	15
Tableau I.2.7 Évaluation des charges dans les murs extérieurs	15
Tableau I.2.8 Évaluation des charges du palier	15
Tableau I.2.9 Évaluation des charges dans les murs intérieur	16
Tableau I.2.10. Évaluation des charges de la volée	16
Tableau I.2.11. Section des poteaux	17
Tableau I.2.12 Evaluations de la charge d'exploitation	17
Tableau I.2.13. Résultats obtenue pour le poteau (B4).....	18
Tableau I.2.14. Vérification de la compression	20
Tableau I.2.15. Vérification au flambement	21
Tableau II.1. Type des poutrelles.....	22
Tableau II.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles	23
Tableau II.3. Surcharge revenant aux poutrelles	23
Tableau II.4. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du RDC	25
Tableau II.5. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles des étages de 1 à 7	25
Tableau II.6. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du 8 ^{eme} étage (Terrasse Inaccessible)	25
Tableau II.7. Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles	26
Tableau II.8. Vérifications de la flèche du RDC	31
Tableau II.9. Ferrailage des différents types de poutrelles	31
Tableau II.10. Vérification nécessaire a ELU	32
Tableau II.11. Vérifications des contraintes a ELS.....	32
Tableau II.12. Vérification de la flèche des différents niveaux.....	32

Tableau II.13. Les résultats après l'augmentation des sections	33
Tableau II.14. Schéma de ferrailage de la poutrelle par niveau	34
Tableau II.15. Ferrailage de la dalle sur 4 appuis avec ouverture	36
Tableau II.16. Ferrailage de la dalle sur 3 appuis.....	40
Tableau II.17. Ferrailage de la dalle sur 2 appuis.....	42
Tableau II.18. Vérifications de la flèche à l'ELS	44
Tableau II.19. Ferrailage de la console.....	45
Tableau II.20. Ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	46
Tableau II.21. Ferrailage de la poutre de chainage.....	48
Tableau II.22. Vérification des contraintes.....	49
Tableau II.23. Vérification de la flèche	49
Tableau II.24. Ferrailage du 1 ^{er} et la 2 ^{eme} volée.....	52
Tableau II.25. Vérification de la flèche	54
Tableau II.26. Ferrailage de la poutre palière	55
Tableau II.27. Vérification de la contrainte	57
Tableau II.28. Ferrailage de la dalle machine.....	62
Tableau III.1. Valeur pénalité	66
Tableau III.2. Période et taux de participation massique de la structure.....	69
Tableau III.3. Vérification de l'interaction voile- portique sous charge vertical	71
Tableau III.4. Vérification de l'interaction voile- portique sous charge horizontal	71
Tableau III.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	72
Tableau III.6. Vérifications des déplacements de niveaux.....	72
Tableau III.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	73
Tableau III.8. Vérification de l'effort normal réduit	74
Tableau III.9. Dimensions finales des éléments structuraux	74
Tableau IV.1. Armatures longitudinales des poteaux	76
Tableau IV.2. Vérification de l'effort tranchant	78
Tableau IV.3. Vérification des armatures longitudinal aux cisaillement	79
Tableau IV.4. Vérification de la contrainte limite a L' ELS.....	80
Tableau IV.5. Vérification de la flèche pour les poutres	80
Tableau IV.6. Armatures longitudinales.....	83
Tableau IV.7. Sollicitations dans les poteaux	84
Tableau IV.8. Ferrailage des poteaux	86
Tableau IV.9. Armature transversale des poteaux	87
Tableau IV.10. Vérifications au flambement.....	88

Tableau IV.11. Vérification des contraintes dans le béton	89
Tableau IV.12. Vérification aux sollicitations tangentielles pour les poteaux	90
Tableau IV.13. Moments résistants dans les poteaux	90
Tableau IV.14. Vérification de la zone nodale	91
Tableau IV.15. Schéma de ferrailage	92
Tableau IV.16. Sollicitations max du calcul dans les voiles Vx1	94
Tableau IV.17. Sollicitations max du calcul dans les voiles Vx2	95
Tableau IV.18. Sollicitations max du calcul dans les voiles Vx3	95
Tableau IV.19. Sollicitations max du calcul dans les voiles Vx4	95
Tableau IV.20. Sollicitations max du calcul dans les voiles Vy2	96
Tableau IV.21. Sollicitations max du calcul dans les voiles Vy2	96
Tableau IV.22. Sollicitations de calcul du voile Vx1 dans tous les niveaux	98
Tableau IV.23. Sollicitations de calcul du voile Vx2 dans tous les niveaux	99
Tableau IV.24. Sollicitations de calcul du voile Vx3 dans tous les niveaux	100
Tableau IV.25. Sollicitations de calcul du voile Vx4 dans tous les niveaux	101
Tableau IV.26. Sollicitations de calcul du voile Vy1 dans tous les niveaux	102
Tableau IV.27. Sollicitations de calcul du voile Vy2 dans tous les niveaux	103
Tableau V.1. Résumé de résultats de ferrailage	110
Tableau V.2. Vérifications des contraintes à l'ELS	110
Tableau V.3. Sollicitations max de la nervure dans le sens x-x	112
Tableau V.4. Sollicitations max de la nervure dans le sens y-y	113
Tableau V.5. Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier	113
Tableau V.6. Vérification de l'effort tranchant	113
Tableau V.7. Vérification des contraintes à l'ELS	114
Tableau V.8. Résumé des résultats de ferrailage de voile périphérique	116
Tableau V.9. Vérification des contraintes à l'ELS	118

Introduction

Introduction générale:

Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception et réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrage de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public.

Dans ce travail nous avons étudié un bâtiment R+8 en béton armé usage multiple habitation, ce dernier situe à Bejaia dans le lieu dit « **thawrirth** », classée selon le règlement parasismique algérien (RPA99 -2003) dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa)

Pour se faire, nous allons répartir ce travail en quatre chapitres :

- Le premier chapitre est divisé en deux parties : présentation de l'ouvrage et pré dimensionnement des éléments.
- Le deuxième chapitre : étude les éléments secondaire.
- le troisième chapitre comporte la modélisation de la structure.
- Le quatrième chapitre se focalise sur le calcul des éléments structuraux.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude de l'infrastructure.

CHAPITRE I

Partie 1:Présentation de l'ouvrage

I.1.1. Présentation de l'ouvrage :

➤ Description architectural de l'ouvrage :

Longueur totale en plan=25.6m larguer totale en plan =19.4m

Hauteur totale sans acrotère28.26 m

Hauteur totale avec l'acrotère..... 28.86 m

Hauteur du rez-de-chaussée.....03,78m

Hauteur des étages courants03,06 m

➤ Données géotechnique du site :

D'après les résultats obtenus par le bureau d'étude technique chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- Une contrainte de sol de 1.26 bar obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de 3.5m.
- Le sol est classé en catégorie S selon sa nature géotechnique.

I.1.2. Règlement et norme utilisés :

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

• Etat limites de calculs :

Etat limite est un état au de-là duquel la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle été conçue il existe deux états limites :

✓ Etat limites ultime (ELU) ou résistance :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante d'ouvrage, on cite trois cas :

- ELU d'équilibre statique.
- ELU de la stabilité de forme(le flambement).
- ELU de résistance

✓ Etat limite de service (ELS) ou d'utilisation

Qui consiste à vérifier que leur déformation élastique reste compatible avec le fonctionnement de l'ouvrage, il existe trois cas :

- ELS de déformations des éléments (flèche).
- ELS d'ouverture des fissures (acier).
- ELS de la compression du béton.

I.1.3. Caractéristique des matériaux :

a-Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, sable et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (ciment) qui sert de coller on y ajoute éventuellement des adjuvant.

➤ La résistance à la compression:

-Pour : $j \leq 28$ jours :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \left[\frac{j}{4.76+0.83j} \right] f_{c28} \\ f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \left[\frac{j}{1.40+0.95j} \right] f_{c28} \end{cases} \quad (\text{CBA 93 (art: A.2.1.1.1.) p2})$$

-pour : $j \geq 60$ jours :

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad (\text{CBA 93 (art: A.2.1.1.1.) p2})$$

Pour notre étude $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

➤ La résistance la traction :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{si } j \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{CBA93, Art. A.1.2.1.2) p2})$$

Contrainte limite à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{BAEL91, Art. A.4.3.4) P25})$$

Contrainte limite à l'ELS :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL91, Art. A.4.52) p30})$$

➤ Modules de déformation longitudinale du béton :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{pour les charge d'une durée d'application inférieure 24h}) \quad (\text{CBA93, Art. A.2.1.2.1) p3})$$

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{pour les charge de longue durée}) \quad (\text{CBA93, Art. A.2.1.2.2) p3})$$

➤ Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 \text{ pour des sollicitations à ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ pour des déformations à ELS} \end{cases} \quad (\text{CBA 93 (art A.2.1.3.) p3})$$

➤ Module d'élasticité transversal :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec :

ν = coefficient de poisson. , E = module d'élasticité.

➤ Contrainte admissible de cisaillement :

$$\text{Fissuration peu nuisible F.P.N: } \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) \quad (\text{B.A.E.L.91, Art. A.5.1, 211) p36})$$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 3.33 \text{ Mpa} & \text{situation durable et transitoire} \\ 4.43 \text{ Mpa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable F.P ou F.T.P : } \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 2.50 \text{ Mpa} & \text{situation durable et transitoire} \\ 3.26 \text{ Mpa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Avec : $\gamma_b = 1,5$ coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.

$\gamma_b = 1.15$ coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentel.

b-Acier :

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

$$Fe E40 = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_s = 1.15 \text{ (situations courantes)} \quad ; \quad \gamma_s = 1.00 \text{ (situations accidentel)}.$$

Contrainte limite des aciers :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \quad ; \quad \sigma_s = E_s * \varepsilon_s \quad \text{pour : } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se}$$

Etat limite de service (E.L.S) :

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

Cas 1: Fissuration peu préjudiciable : pas de vérification à faire.

Cas 2: Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] \text{ Mpa}$ (BAEL91, Art.4.5,33)p32

Cas 3: Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] \text{ Mpa}$ (BAEL91, Art.A.4.5,34)p33

Avec : η Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses et treillis soudés.

$\eta = 1,6$ Pour les armatures à hautes adhérences.

I.1.4. Les actions :

Les actions sont l'ensemble des charges appliquées à la structure, on distingue :

a- Les actions permanentes (G) :

Le poids propre de la structure, le poids des revêtements et croissants, le poids de poussée des terres et des liquides.

b- Les actions permanentes (Q) :

Les actions appliquées en cours d'exécution, les charges climatiques (neige, vent), les actions d'exploitation.

c- Les actions accidentelles :

Ce sont des actions rares dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application telle que le séisme, action du feu, chocs de véhicules... etc.

I.1.5. Les combinaisons d'actions :

- Situation durable : ELU : $1,35G + 1,5Q$.
ELS : $G + Q$.

(RPA 99/version 2003)

- Situation accidentelle : $G + Q \pm E$.
 $0,8G \pm E$.
 $G + Q \pm 1,2 \times E$ (pour les poteaux des portiques auto stable).

➤ Les sollicitations :

Les sollicitations sont des effets provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, ces dernières sont exprimées sous forme des efforts (normaux, tranchants) et des moments (de flexion, de torsion).

- ✓ Extension ou traction simple :

Compression simple, cisaillement, torsion simple, flexion simple.

✓ Sollicitations composées :

Flexion avec compression ou traction, flexion avec torsion, torsion avec compression ou traction.

Conclusions :

Après cette description de l'ouvrage sur le plan architectural on passe à l'étude du pré dimensionnement des éléments secondaire.

Tableau I.1:Caractéristiques des matériaux utilisés :

Béton		Acier	
La résistance à la compression	$f_{c28} = 25\text{Mpa}$	Limite élastique	$f_e = 400\text{Mpa}$
La résistance à la traction	$f_{28}=2.1\text{Mpa}$	Module d'élasticité	$E=2 \times 10^5\text{MPa}$
Situation durable	$f_{bu}=14.2\text{ Mpa}$	Situation courante	$\sigma_s= 348\text{ MPa}$
Contrainte limite à l'ELS	$\bar{\sigma}_{bc}=0,6 \times f_{c28}$	Contrainte à l'ELS FN	$\bar{\sigma}_s=201.63\text{Mpa}$
$E_{ij}= 32164.2\text{ MPa}$			
$E_{vj} = 10818.86\text{ MPa.}$			

Partie 2 : pré dimensionnement des éléments secondaire

I.2.1. Introduction :

Pré dimensionnement des éléments : (Plancher à corps creux , poutrelles , dalles pleines escalier , acrotère , poutres , voiles , poteaux).

I.2.2. Pré-dimensionnement des éléments secondaires :

1- Plancher à corps creux :

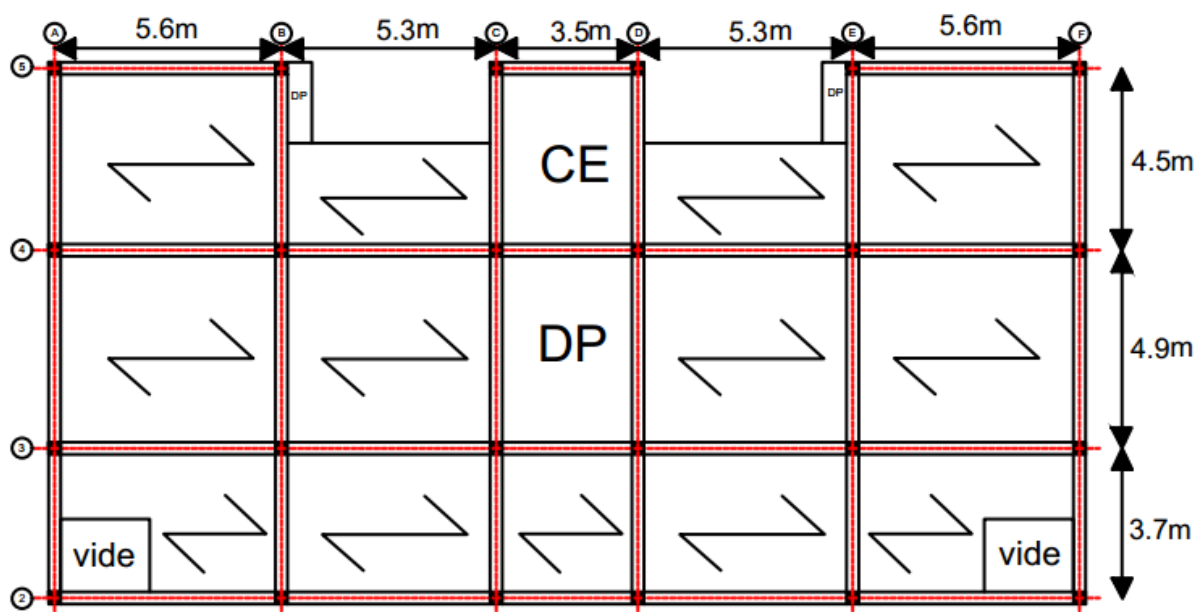


Figure I.2.1. Plan de disposition des poutrelles de terrasse inaccessible.

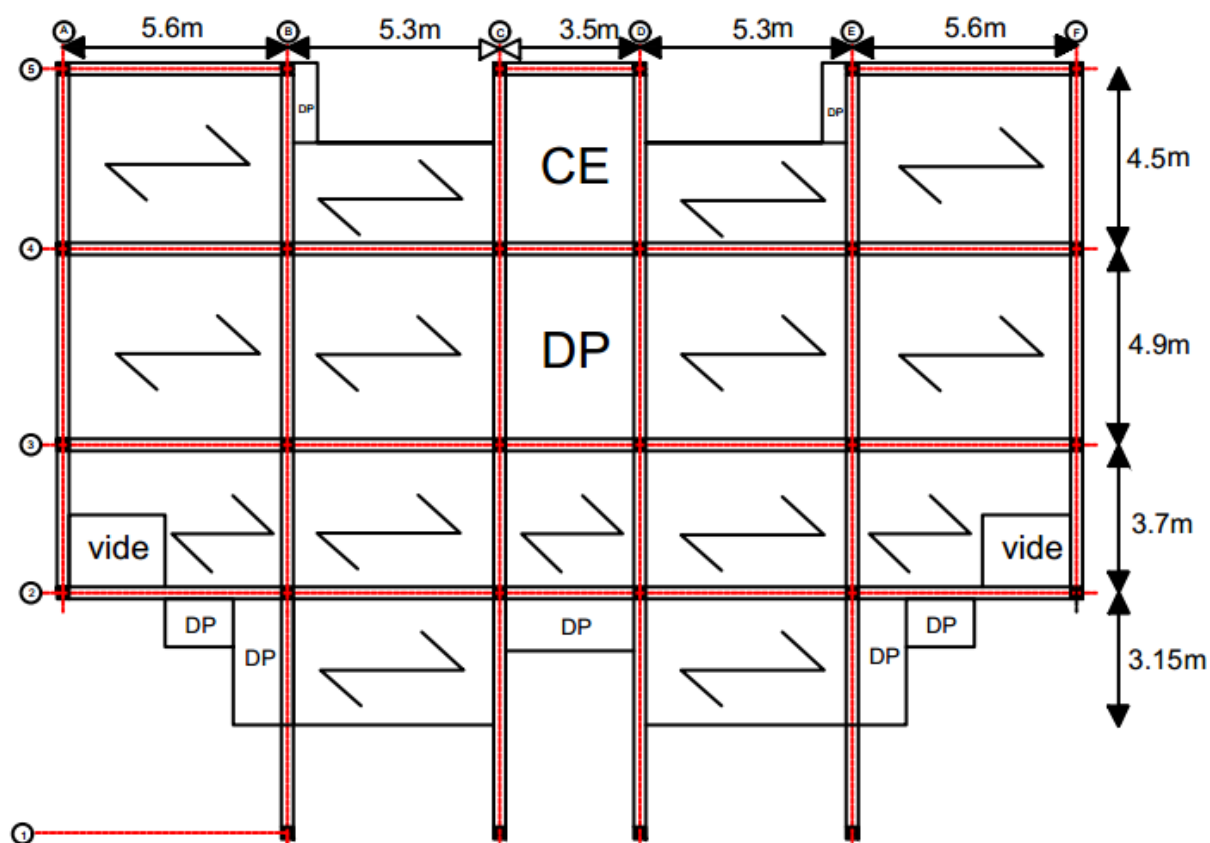


Figure I.2.2 : Plan de disposition des poutrelles de 7^{ème} étage.

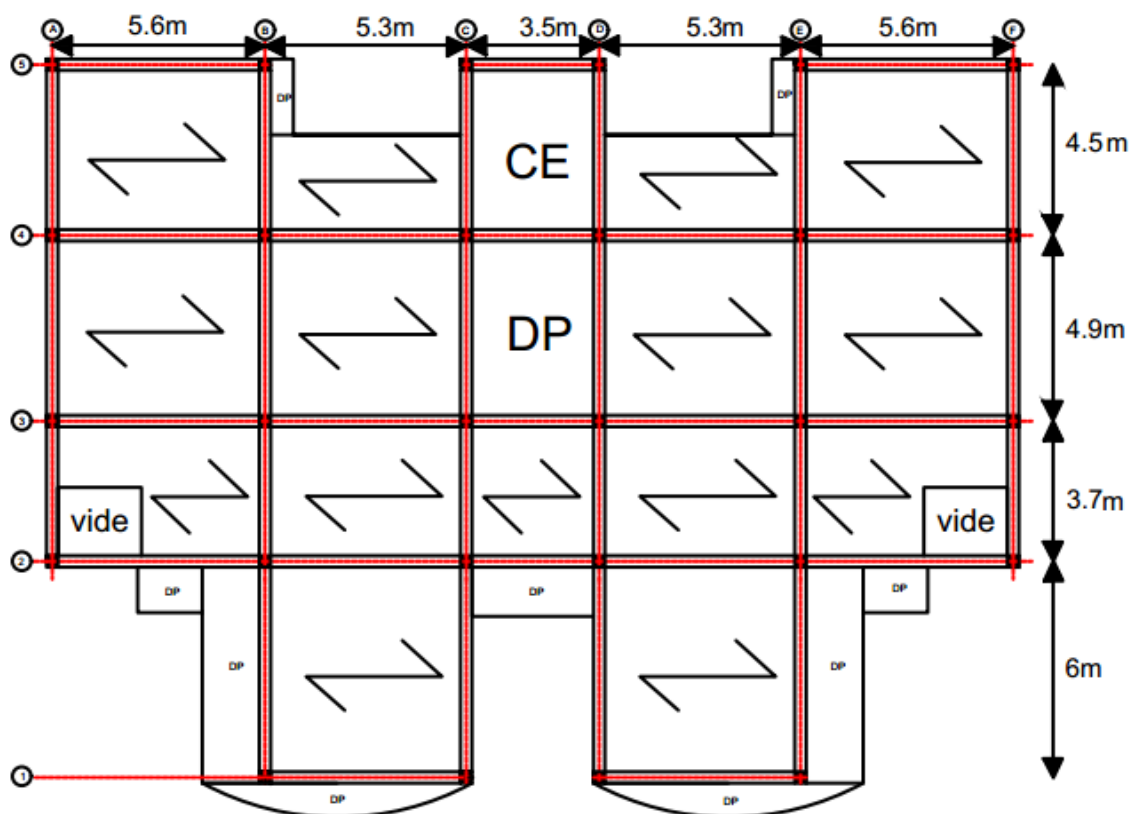


Figure I.2.3. Plan de disposition des poutrelles de 4^{ème} et 6^{ème} étage.

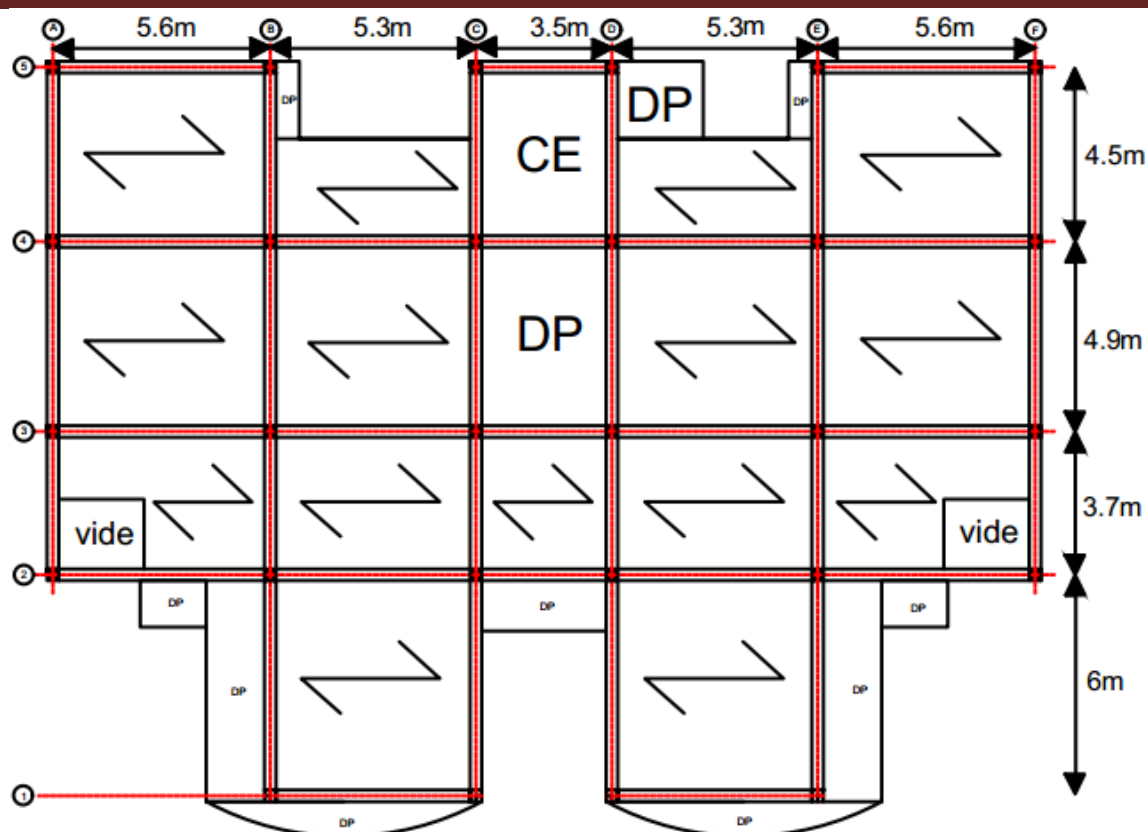


Figure I.2.4. Plan de disposition des poutrelles de 5^{ème} étage.

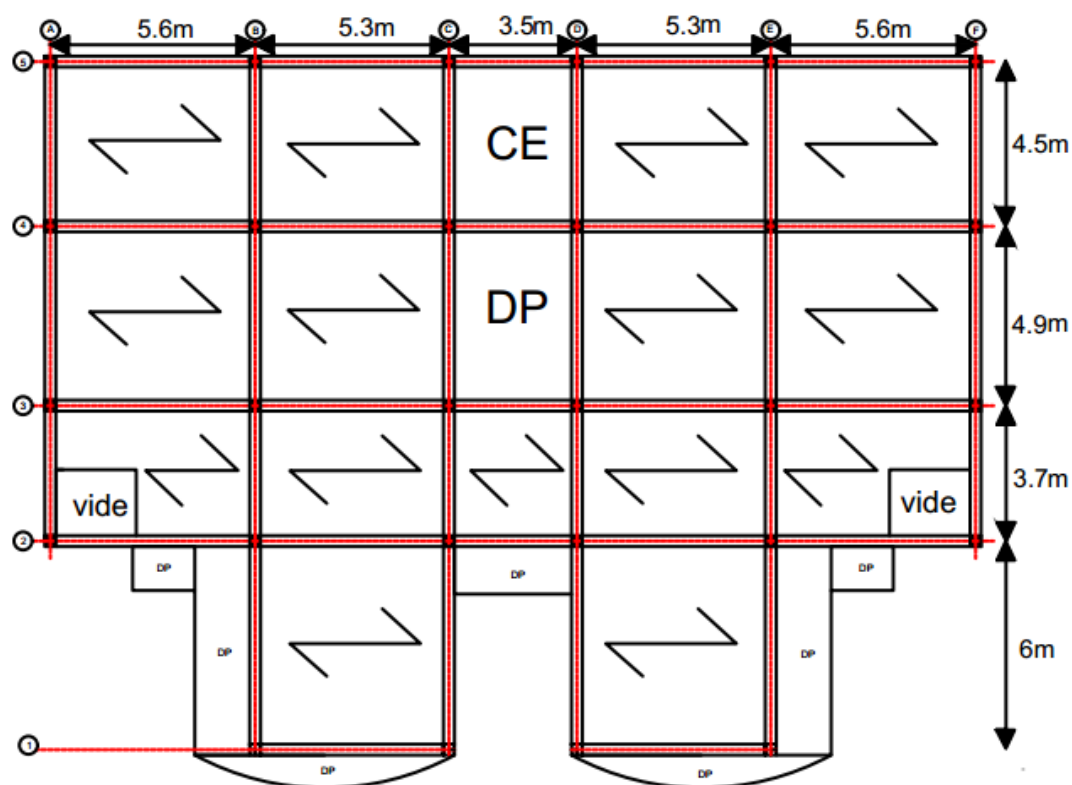


Figure I.2.5. Plan de disposition des poutrelles de 1^{ère} au 3^{ème} étage.

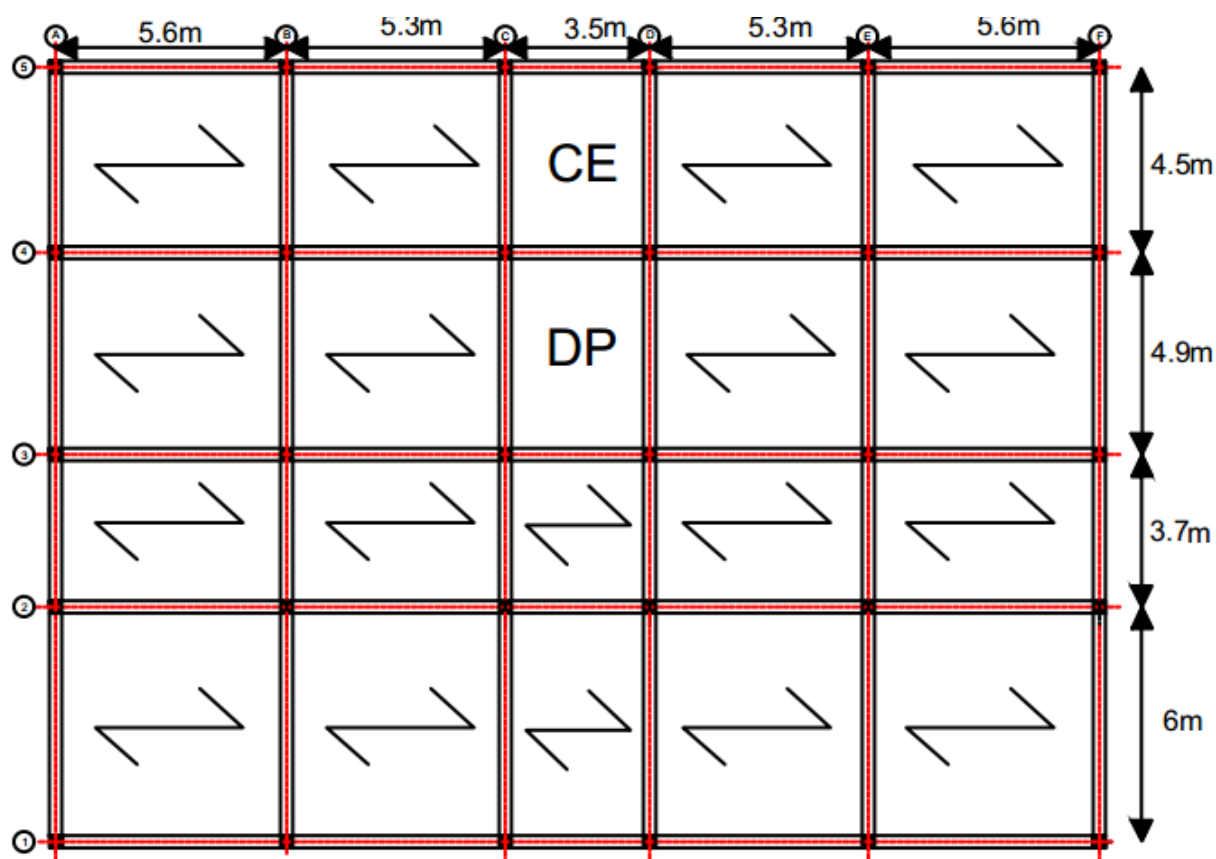


Figure I.2.6. Plan de disposition des poutrelles de RDC.

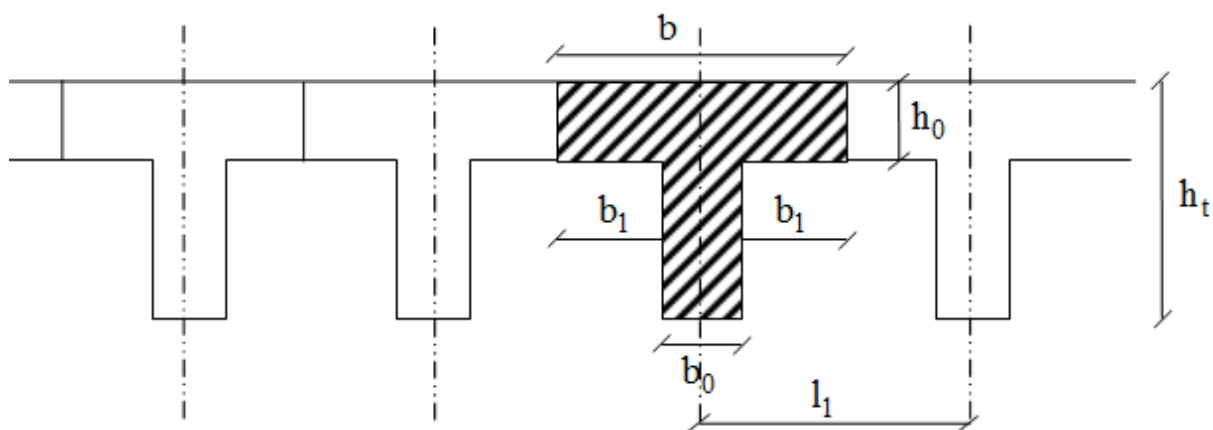


Figure I.2.7. Schéma des poutrelles.

D'après le CBA93 la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

CB A93 (Art B.6.8.4.2.4P137)

avec :

$\{L_{max}$: travée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
 $\{ht$: Hauteur totale du plancher.

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

$$ht \geq \frac{530}{22.5} \Rightarrow ht \geq 23.55\text{cm.}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 20 + 4$) = 24cm.

Avec : $\begin{cases} h_{cc} = 20\text{cm} : \text{Hauteur du corps creux.} \\ H_{ddc} = 4\text{cm} : \text{Hauteur de la dalle de compression.} \end{cases}$

Les poutrelles :

Définition : Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Le critère de continuité : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Détermination de la largeur de la table de compression :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right)$$

$b_0 = 10\text{cm} \Rightarrow$ Largeur de la nervure

$L_x = 55\text{cm} \Rightarrow$ Distance entre nus de poutrelles.

$L_y = 320\text{cm} \Rightarrow$ Distance minimale entre nus d'appuis des poutrelles.

$h_0 = 4\text{cm} \Rightarrow$ épaisseur de la dalle de compression.

$h_t = 24\text{cm} \Rightarrow$ hauteur totale de la poutrelle.

$$\frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{320}{10}\right) \Rightarrow b = 65\text{cm}.$$

2- Dalles pleines :

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire en BA, d'épaisseur e . On désigne par l_x la plus petite des portées. Son pré-dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

- Critère de résistance

$e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow$ Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \rightarrow$ Pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires ou quatre appuis, $\rho < 0.4$.

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow$ Pour une dalle sur 2 appuis perpendiculaires ou 4 appuis et 3 appuis, $\rho \geq 0.4$.

Avec :

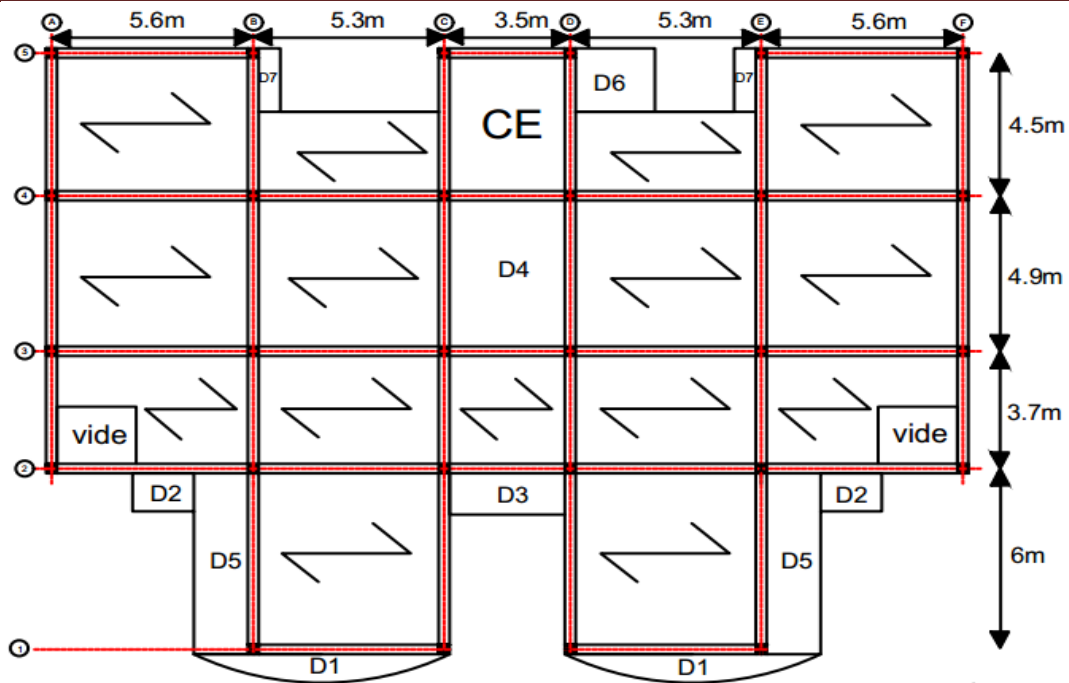
L_x : la plus petite portée du panneau le plus sollicité.

- Critère de Coupe-feu :

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

$e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu. **(CBA93)**

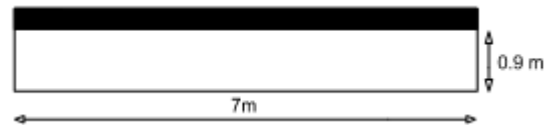
Notre projet comporte sept types de dalle pleine :



✓ Dalles sur 1 seul appuis (balcon D1) :

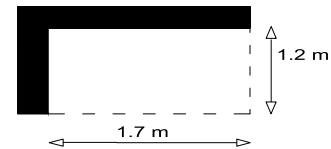
$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{0.9}{7} = 0.128 < 0.4$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{90}{20} \Rightarrow e \geq 4.5 \text{ cm.}$$



✓ Dalles sur 2 appuis (D2) :

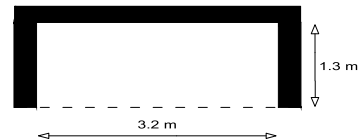
$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.2}{1.7} = 0.705 > 0.4 \quad \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{120}{45} \leq e \leq \frac{120}{40} \Rightarrow 2.67 \leq e \leq 3 \text{ cm.}$$



✓ Dalles sur 3 appuis (balcon D3) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.5}{5.7} \Rightarrow 0.263 < 0.4.$$

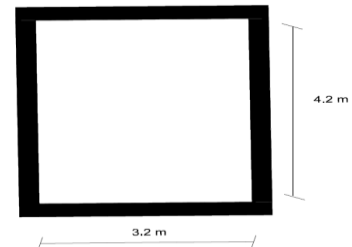
$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40} \Rightarrow 3.33 \leq e \leq 3.75 \text{ cm.}$$



✓ Dalle sur 4 appuis (D4) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{3.2}{4.6} = 0.695 > 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{320}{45} \leq e \leq \frac{320}{40} \Rightarrow 7.11 \leq e \leq 8 \text{ cm.}$$



Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition coupe-feu, d'où on opte pour une épaisseur : $e = 12 \text{ cm}$.

3- Ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a : $L_x = 1.60 \text{ m}$

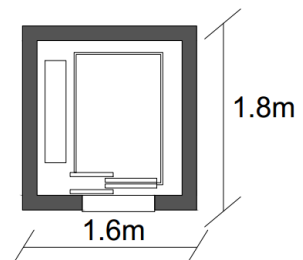


Figure I.2.8. Cage d'ascenseur

$L_y = 1.80\text{m}$; avec $e = 12\text{cm}$.

4- Les escaliers :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession régulière de plans horizontaux permettant l'accès au différent niveau, c'est une structure isolée, en béton armé.

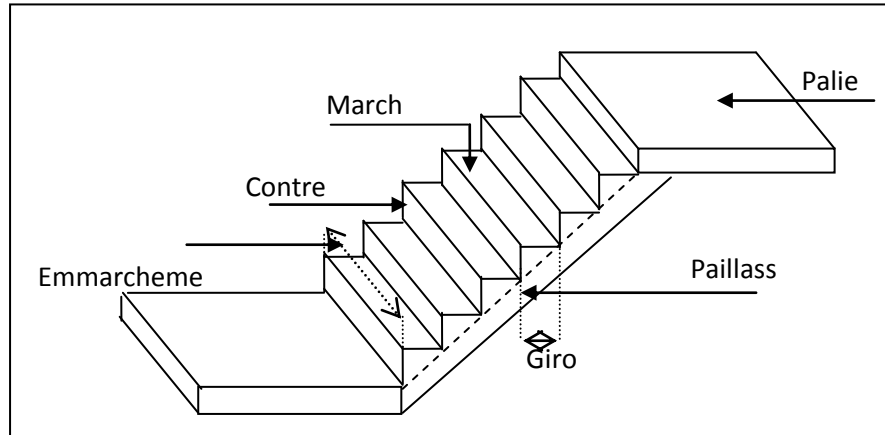


Figure I.9. Détail d'un escalier.

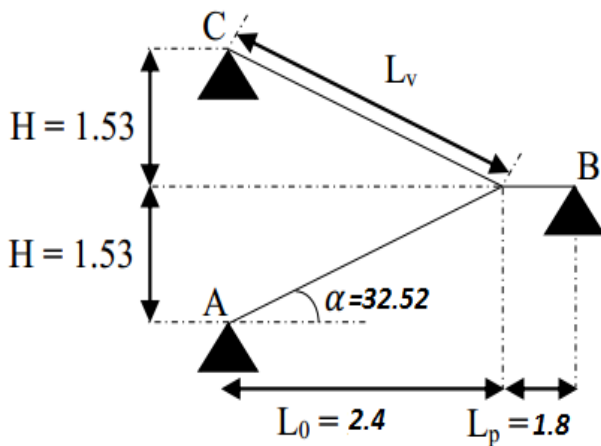


Figure I.2.10. schéma statique des deux volées.

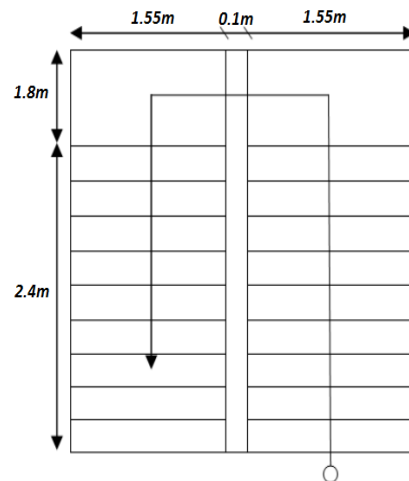


Figure I.2.11. Escalier droit.

Dans notre projet on a deux types d'escalier droit :

- Type I : escalier a deux volées contrariées avec palier de repos.
- Type II : escalier a une seul volée (accès extérieure).

Pour déterminer les dimensions des marches et contre marche « g et h » on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivante :

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm}$$

Soit

H : hauteur de la volée ; L : longueur de la volée ; n : Nombre de contre marche.

n - 1: Nombre de marches ; g : Giron ; h : Hauteur de la contre marche.

Or: $h = \frac{H}{n}$; $g = \frac{L}{(n-1)}$; Si $g + 2h = 64\text{ cm}$ (1)

Remplaçant h et g dans (1) on trouve :

$$\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = 64\text{cm} \Rightarrow 64 \times n^2 - (64 + 2 \times H + L) \times n + 2 \times H = 0.$$

$$L = 2,4m ; H = 1,53m ; n = 9 ; h = \frac{1,53}{9} \Rightarrow h = 17cm ; g = \frac{2,4}{8} \Rightarrow g = 30cm.$$

$$\text{Inclinaison de la paillasse: } \tan \alpha = \frac{1,53}{2,4} \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ.$$

$$\text{Épaisseur de la paillasse} \quad \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\text{Avec : } L = \sqrt{L^2 + H^2} + L_p \Rightarrow L = \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} + 1,8$$

$$L = 4,65m \Rightarrow \frac{465}{30} \leq e \leq \frac{465}{20} \Rightarrow \begin{cases} 15,5 \leq e \leq 23,25cm. \\ e \geq 11cm \text{ pour 2 heurs de coupe feu.} \end{cases} \Rightarrow e = 16cm.$$

5- l'acrotère :

C'est un élément en béton armé (consol), encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture.

La section transversale :

$$S = ((0,1 \times 0,6) + (0,05 \times 0,1) + (0,05 \times 0,1)/2) = 0,0675m^2.$$

$$\text{Poids propre} = 0,0675 \times 25 = 1,6875 \text{ kn/ml}.$$

$$\text{Revêtement en enduit de ciment} \Rightarrow 1 \times 0,02 \times 2000(0,6 + 0,21 + 0,05 + 0,5 + 0,1) \Rightarrow 0,584KN/ml.$$

$$\text{Donc } G = 2,2715KN/ml.$$

$$\text{La surcharge d'exploitation : } Q = 1KN/ml.$$

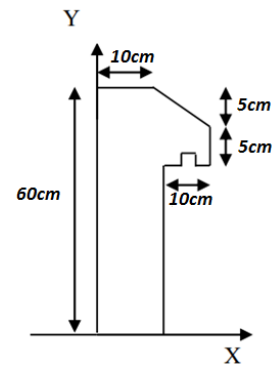


Figure I.2.12. l'acrotère

I.2.3. Pré-dimensionnement des éléments principaux :

1- les poutres :

a / Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} ; L_{max}: \text{Portée maximale entre nus d'appuis.}$$

$$L_{max} = 600 - 30 \Rightarrow L_{max} = 570 \text{ cm} \Rightarrow 38cm \leq h \leq 57cm.$$

On adopte pour une section rectangulaire (b×h) = (35×45) cm²

$$\begin{cases} b = 35 \geq 20cm \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ h = 45 \geq 30cm \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1,28 \dots\dots\dots \text{vérifie} \end{cases} \quad \text{RPA (Article .7.5.1.P64).}$$

b/Les poutres secondaires :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} ; L_{max} = 560 - 30 = 530cm \Rightarrow \frac{530}{15} \leq h \leq \frac{530}{10} \Rightarrow 35,55 \leq h \leq 53cm$$

On adopte pour une section rectangulaire (b×h) = (30×40) cm²

$$\begin{cases} b = 30 \geq 20cm \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ h = 40 \geq 30cm \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifie} \end{cases} \quad \text{RPA (Article .7.5.1.P64).}$$

c / Les poutres palière :

D'après le BAEL 91 :

$$L = 3,5m - 30 \Rightarrow L = 3,2m ; \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{1} \Rightarrow 21,33 \leq h \leq 32cm$$

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 30) cm^2$

$$\begin{cases} b = 30 \geq 20cm \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ h = 30cm \geq 30cm \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifie} \end{cases} \quad \text{RPA (Article .7.5.1.P64).}$$

2- Les voiles :

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

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e \geq 15cm \dots\dots\dots (1)$
- $e \geq \frac{h_e}{20} \text{ pour les voiles simple} \dots\dots\dots (2) \quad \text{RPA 99(Article .7.5.1.P64)}$
- $L \geq 4e \dots\dots\dots (3)$

Avec :

h_e : C'est la hauteur libre d'étage ; e : Épaisseur du voile ; L : longueur du voile.

$$e \geq \max \left[\frac{3,78-0,24}{20} ; 15cm \right] \Rightarrow e \geq 17,7cm \Rightarrow \text{pour le RDC.}$$

$$e \geq \max \left[\frac{3,06-0,24}{20} ; 15cm \right] \Rightarrow e \geq 14.1cm. \Rightarrow \text{Pour l'étage courant.}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

- $e = 18cm$ pour le RDC.
- $e = 15cm$ pour les autres voiles.

3- Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les trois critères suivant :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99 (version2003).

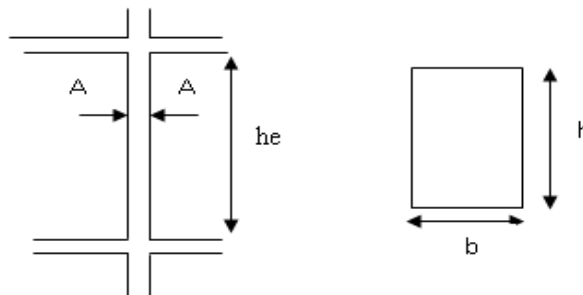


Figure I.2.13.hauteur libre de poteau.

Les exigences de RPA en zone II.a

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 25cm \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{cases} \quad \text{RPA (Article 7.4.1.P61)}$$

On adopte préalablement la section des poteaux (a×b) comme suit :

Tableau I.2.1: section des poteaux préalable :

Etage	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme}	3 ^{eme} et 4 ^{eme}	5 ^{eme} et 6 ^{eme}	7 ^{eme} et 8 ^{eme}
Section(b× h)	55× 50	50× 45	45× 40	40× 35	30× 30

I.2.4. Évaluation des charges et surcharges :

La descente de charge a pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

1- Les planchers :

➤Plancher terrasse inaccessible :

Tableau I.2.2. Évaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible:

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e (m)	G(KN/m ²)
Protection gravillon	17	0.05	0.85
Étanchéité multicouches	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.1	2.2
Isolation thermique en liège	0.25	0.04	0.01
Dalle en corps creux (20+4)			2.85
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
G	6.23KN/m ²		
Q	1 KN/m ²		

➤Dalle pleine inaccessible :

Tableau I.2.3. Évaluation des charges dans la dalle pleine inaccessible :

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e (m)	G(KN/m ²)
Protection gravillon	17	0.05	0.85
Forme de pente	22	0.1	2.2
Isolation thermique en liège	4	0.04	0.16
Étanchéité multicouches	6	0.02	0.12

Dalle pleine (12cm)	25	0.12	3
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
G	6.53KN/m ²		
Q	1KN/m ²		

➤Plancher étages courants :

Tableau I.2.4. Évaluation des charges dans le plancher d'étage courant :

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e (m)	G(KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Plancher en corps creux (20+4)			2.85
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Cloison intérieur	10	0.1	1
G	5.25KN/m ²		
Q	1.5KN/m ²		

➤Dalle pleine :

Tableau I.2.5. Évaluation des charges dans les dalles pleines :

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e (m)	G(KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine (12cm)	25	0.12	3
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Cloison intérieur	10	0.1	1
G	5.4KN/m ²		
Q	1.5KN/m ²		

➤ Dalle pleine (balcons) :

Tableau I.2.6. Évaluation des charges dans les dalles pleines (balcons) :

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e (m)	G(KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine (12cm)	25	0.12	3
Enduit en plâtre	20	0.02	0.4
G	4.6KN/m ²		
Q	3.5KN/m ²		

➤ Murs extérieur (double cloison) :

Tableau I.2.7. Évaluation des charges dans les murs extérieurs :

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e (m)	G(KN/m ²)
Enduit extérieur	20	0.02	0.4
Brique creuse	9	0.15	1.35
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit intérieur	10	0.02	0.2
G	2.85KN/m ²		

➤ Les escaliers : Palier :

Tableau I.2.8. Évaluation des charges du palier.

Désignation	$\rho(\text{kn/m}^3)$	e (m)	G(kn/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Poids propre de palier	25	0.16	4
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
G	5.04KN/m ²		
Q	2.5kn/m ²		

➤ Murs intérieur (simple cloison) :

Tableau I.2.9. Évaluation des charges dans les murs extérieurs :

G	1.30KN/m ²
---	-----------------------

➤ Volée :

Tableau I.2.10. Évaluation des charges de la volée :

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e (m)	G(KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier horizontal	20	0.02	0.4
Carrelage contre marche	20× 0,16/0,84	0.02	0.213
Mortier vertical	20× 0,16/0,84	0.02	0.213
Paillasse en BA	25	0.16	4
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Contre marche	25× 0,16/2		2
G	7.25KN/m ²		
Q	2.5kn/m ²		

I.2.5.Descente de charges :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les porteurs verticaux les plus proches.

a/ Loi de dégression des charges (DTR.B.C2.2.art.6.3) page :

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

$Q_0, Q_1, \dots, Q_n$ sont les charges d'exploitation respectivement des planchers d'étage 1, 2, ..., n numéroté à partir du sommet du bâtiment.

Q a chaque niveau est déterminé comme suit :

Sous la terrasse..... Q_0 .

Sur le dernier étage..... Q_0+Q_1 .

Sur l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.

Sur l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0.9 (Q_1+Q_2+Q_3)$.

Pour $n \geq 5$ $Q_0+(3+n)/2 * n(Q_1+Q_2+\dots+Q_n)$.

b/Descente de charges pour le poteau B4 :

1. Calcul des la surfaces afférentes

$$S_1 = 2.1 \times 2.5 = 5.25 m^2$$

$$S_2 = 2.1 \times 2.65 = 5.56 m^2$$

$$S_3 = 2.3 \times 2.5 = 5.75 m^2$$

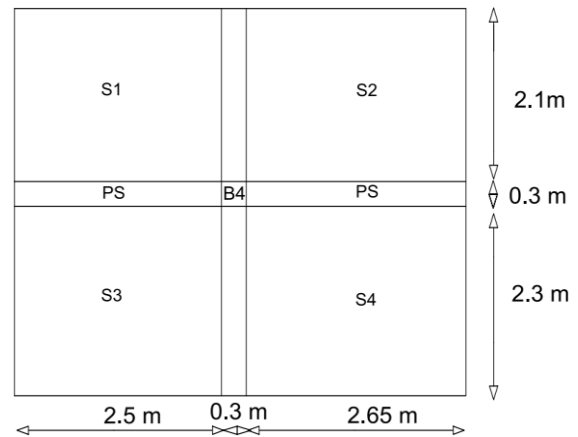
$$S_4 = 2.65 \times 2.3 = 6.1 m^2$$

• Poids propre des poutres : $G_{poutre} = \gamma_b \times h_p \times b_p \times l_p$

$$G_{pp} = 25 \times 0.45 \times 0.35 \times 4.4 \Rightarrow G_{pp} = 17.323 \text{ KN}$$

$$G_{pS} = 25 \times 0.4 \times 0.3 \times 5.15 \Rightarrow G_{pS} = 15.45 \text{ KN}$$

$$G_{poutre} = 17.323 + 15.45 \Rightarrow G_{poutre} = 32.775 \text{ KN}$$

**figure I.2.14. Poteau (B4)**• Poids des poteaux : $P_{pot} = S \times 25 \times h_e$ **Tableau I.2.11.** Sections et poids propre des poteaux :

Etage	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme}	3 ^{eme} et 4 ^{eme}	5 ^{eme} et 6 ^{eme}	7 ^{eme} et 8 ^{eme}
Section(b × h)	55 × 50	50 × 45	45 × 40	40 × 35	30 × 30
G_{poteau} (kn)	26	17.202	13.77	10.71	6.89

• **Poids des murs :**

$$\text{RDC à 2^{eme}} \rightarrow P_m = 17.89 \text{ KN} ; 3^{eme} à 7^{eme} \rightarrow P_m = 5.51 \text{ KN}$$

La loi de dégression :

Tableau I.2.12. Évaluation de la surcharge d'exploitation :

Niveau	Dégression	Q
N_0	Q_0	22.66
N_1	$Q_0 + Q_1$	56.65
N_2	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$	87.26
N_3	$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	114.46
N_4	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	138.26
N_5	$Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	158.66
N_6	$Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	175.66
N_7	$Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	191.64
N_8	$Q_0 + 0.687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	209.524

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (B4) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau I.2.13. Les résultats obtenus pour le poteau (B4) :

Niv	Éléments	G(KN)	Q(KN)
N_0	Plancher terrasse inaccessible	141.172	
	Poutre terrasse	32.775	
	Poteau (30× 30)	6.885	
	Σ	180.832	22.66
N_1	Venant de N_0	180.832	
	Plancher étage	118.965	
	Poutre	32.775	
	Poteau (30× 30)	6.88	
	Σ	339.457	56.65
N_2	Venant de N_1	339.457	
	Plancher étage	118.965	
	Poutre	32.775	
	Poteau (40× 35)	10.71	
	Σ	501.907	77.678
N_3	Venant de N_2	501.907	
	Plancher étage	118.965	
	Poutre	32.775	
	Poteau (40× 35)	10.71	
	Σ	664.357	114.46
N_4	Venant de N_3	664.357	
	Plancher étage	118.965	
	Poutre	32.775	
	Poteau (45× 40)	13.77	
	Σ	829.867	138.26
	Venant de N_4	829.867	
	Plancher étage	118.965	
	Poutre	32.775	

N_5	Poteau (45× 40)	13.77	
	Σ	995.377	158.66
N_6	Venant de N_5	995.377	
	Plancher étage	118.965	
	Poutre	32.775	
	Poteau (50× 45)	17.212	
	Σ	1164.329	175.66
N_7	Venant de N_6	1164.329	
	Plancher étage	118.965	
	Poutre	32.775	
	Poteau (50× 45)	17.212	
	Σ	1333.281	191.64
N_8	Venant de N_7	1333.281	
	Plancher étage	118.965	
	Poutre	32.775	
	Poteau (55× 50)	26	
	Σ	1511.021	209.524

A la base du poteau (B4) :

$G = 1511.021 \text{ KN}$; $Q = 209.524 \text{ KN}$.

b/le poteau central (C4) :

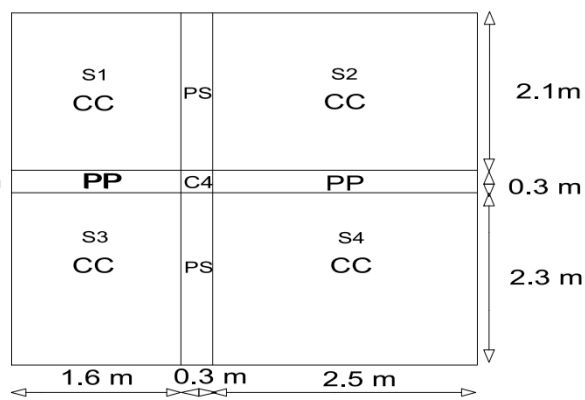
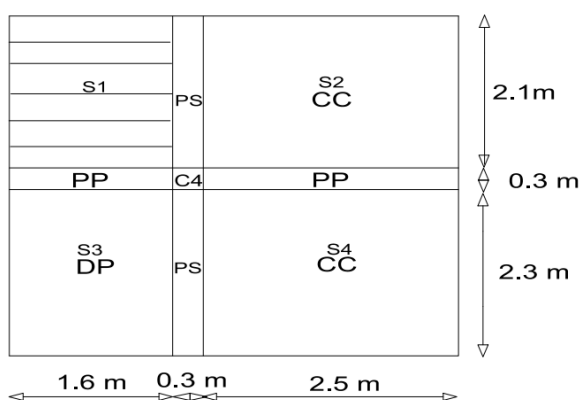


Figure I.2.15.poteau (C4) étage courant.

Figure I.2.16.poteau(C4) terrasse.

D'une manière semblable au calcul précédent on trouve :

a la base de poteau (C4) :

$G = 1445.785 \text{ KN}$; $Q = 187.068 \text{ KN}$.

Les calculs montrent que le poteau (B4) est le plus sollicité sous charges verticales :

$$G = 1511.021 \text{ KN} \quad ; \quad Q = 209.524 \text{ KN}.$$

c/ Vérification :

Calcul de l'effort normal ultime a la base:

$$N_u = 1.35G + 1.5 Q \Rightarrow N_u = 2354.164 \text{ KN}.$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que : $N'_u = 1.1 N_u \Rightarrow N'_u = 2589.58 \text{ KN}.$

Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N'_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

B : section du béton

$$B \geq \frac{N'_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{2589.58}{14.2} \Rightarrow B \geq 0.182 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } B = 0.55 \times 0.5 \Rightarrow B = 0.275 \text{ m}^2 \geq 0.182 \text{ m}^2$$

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

Tableau. I.2.14. vérification de la compression :

Niveau	$N'_u (\text{MN})$	$B (\text{m}^2)$	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
RDC	2589.58×10^{-3}	0.275	9.416	vérifié
1 ^{er} et 2 ^{eme}	2087.389×10^{-3}	0.225	9.277	vérifié
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	1581.748×10^{-3}	0.18	8.787	vérifié
5 ^{eme} et 6 ^{eme}	1068.571×10^{-3}	0.14	7.632	vérifié
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	543.242×10^{-3}	0.09	6.036	vérifié

- Vérification des conditions du RPA

$$\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots (2)$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h_1}{b_1} \leq 4 \dots \dots \dots (3)$$

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

- Vérification au flambement

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA93 (Article B.8.2.1P156)}$$

$$\begin{cases} \gamma_b : \text{coeff de sécurité du béton } \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_s : \text{coeff de sécurité de l'acier } \gamma_s = 1.15 \\ \alpha : \text{coeff tenant compte de l'élancement} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 \quad \text{CBA93 (Article B.8.2.1P157)}$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \text{CBA93 (Article B.8.2.1P157)}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec } l_f = 0.7l_0 \Rightarrow l_f: \text{la longueur de flambement}$$

l_0 : longueur du poteau ; i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \Rightarrow I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$A_s \geq 0.8 \% B_r \quad \text{on prend } A_s = 1 \% B_r$$

$$B_{cal} \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL 91(7-4-2)}$$

$$Br = (a-2) \times (b-2)$$

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

Tableau I.2.15.vérification au flambement :

Type de poteau	B(m ²)	$l_f(m)$	λ	α	Br(m ²)	$N'_u(MN)$	Bcal(m ²)
55× 50	0.275	2.366	14.88	0.82	0.254	2.58958	0.143
50×45	0.225	1.862	12.93	0.827	0.206	2.087387	0.114
45×40	0.18	1.862	14.323	0.822	0.163	1.581748	0.087
40×35	0.14	1.862	16.191	0.815	0.125	1.068571	0.059
30×30	0.09	1.862	21.651	0.789	0.078	0.543242	0.031

I.2.6.Conclusion :

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

Chapitre II

II.1. Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments non structuraux (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur etc.). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur.

II.2. Calcul des planchers à corps creux :

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

Le calcul sera fait pour deux éléments :

Poutrelles ; Dalle de compression.

1- Poutrelles :

- Les méthodes de calcul :

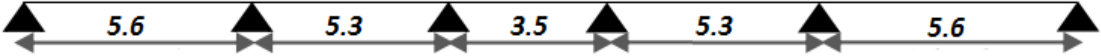
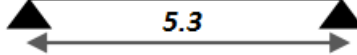
Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur Plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes :

Méthode forfaitaire, Méthode de Caquot.

-Types de poutrelles

On distingue trois types de poutrelles :

Tableau II.1. Types de poutrelles.

type	Schémas statique des poutrelles
Type1	
Type2	
Type3	

-Choix de la méthode de calcul des sollicitations

Dans notre projet, on dispose de deux natures de poutrelles :

- ✓ 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.

Tableau II.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles :

Type de poutrelle	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode Adoptée
Type 1	Vérifiées	$\begin{cases} Q^{max} = 5KN/\leq \min (5KN/m^2; 2G) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq (l_i/l_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = constant \end{cases}$	Méthode Forfaitaire
Type 2	Non vérifiées	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot Minorée
Type 3	/	Poutrelle isostatique	Méthode RDM

Calcul des charges et surcharge revenants aux poutrelles :

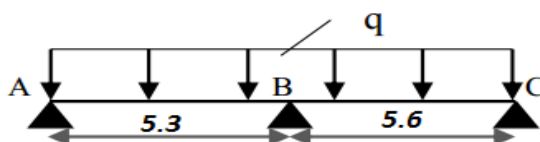
$$\begin{cases} Pu = 1,35G + 1,5Q \\ Ps = G + Q \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} qu = Pu * l_0 \\ qs = Ps * l_0 \end{cases} \quad \text{avec : } l_0=0,65m$$

Tableau. II.3. Surcharge revenante aux poutrelles :

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	l ₀ (m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m ²)		Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
Terrasse Inaccessible	6,23	1	0,65	ELU	$P_u = 1,35G + 1,5Q$ $P_u = 9,91$	$q_u = P_u \times l_0$ $q_u = 6,44$
				ELS	$P_s = G + Q$ $P_s = 7,23$	$q_s = P_s \times l_0$ $q_s = 4,7$
Etage courant	5,6	1,5	0,65	ELU	$P_u = 1,35G + 1,5Q$ $P_u = 9,33$	$q_u = P_u \times l_0$ $q_u = 6,069$
				ELS	$P_s = G + Q$ $P_s = 6,75$	$q_s = P_s \times l_0$ $q_s = 4,38$

-Exemple de calcul d'une poutrelle type 1 RDC :

La méthode que nous allons utiliser est la méthode forfaitaire puisque ses conditions sont vérifiées

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

- Calcul des moments :

Moments aux appuis de rive :

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

$$\text{Donc : } \begin{cases} ELU: M_A = M_C = -3,56 \text{ KN.m} \\ ELS: M_A = M_C = -2,58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

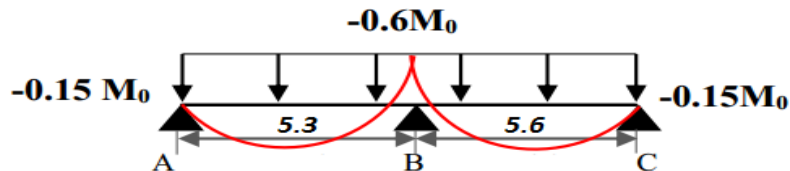


Figure II.2. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2 travées

Moments aux appuis intermédiaires :

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

$$\begin{cases} ELU: M_B = -14,27 \text{ KN.m} \\ ELS: M_B = -10,32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées :

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

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

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

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \Rightarrow \frac{1.5}{1.5+5.6} \Rightarrow \alpha = 0.222 \Rightarrow \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,066 \\ (1,2 + 0,3\alpha) = 1,266 \end{cases}$$

Travée AB :

$$\begin{cases} ELU: M_{tAB} = 18,23 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{tAB} = 13,18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} ELU: M_{tBC} = 20,25 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{tBC} = 14,76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Evaluation des efforts tranchants :

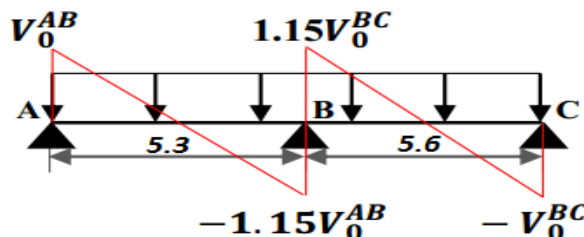


Figure II.3. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées

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

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = 16,083 \text{ KN} \\ V_B = -18,5 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = 17 \text{ KN} \\ V_C = -19,54 \text{ KN} \end{cases}$$

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 II.4. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du plancher RDC :

types	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)
T1	-3,56	-14,27	18,23	19,54	-2,58	-10,32	13,18
T2	-2,66	-13,65	17,45	19,43	-1,91	-9,78	12,65
Max	-3,56	-14,27	18, 23	19,54	-2,58	-10,32	13,18

Tableau II.5. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles des étages de 1 à 7:

types	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)
T1	-3,56	-14,27	18,23	19,54	-2,58	-10,32	13,18
T2	-2,66	-13,65	17,45	19,43	-1,91	-9,78	12,65
T3	-3,36	/	21,40	16,08	-2,31	/	15,40
Max	-3,56	-14,27	21,40	19,54	-2,58	-10,32	15 ,40

Tableau II.6. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de 8 étage (terrasse inaccessible):

types	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)
T1	-3,78	-15,15	18,94	20,74	-2,76	-11,05	13,81
T2	-2,71	-13,91	18,77	20,52	-1,96	-10,08	13,72

Max	-3,78	15,15	18,94	20,74	-2,76	-11,05	13,81
-----	-------	-------	-------	-------	-------	--------	-------

Ferraillage des poutrelles :

➤ Ferraillage longitudinal :

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferraillées en fonction des sollicitations maximales, pour cela on distingue 3 groupes de ferraillage :

Tableau II.7. Sollicitations optée pour le ferraillage des poutrelles :

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
Etages de 1 à 7	-3,56	-14,27	21,40	19,54	-2,58	-10,32	15,40
Etage8 (Terrasse inaccessible)	-3,78	-15,15	18,94	20,74	-2,76	-11,05	13,81

Exemple de calcul plancher RDC :

Données :

$$\text{ELU} \begin{cases} Mt = 18,23 \text{ KN.M} \\ Ma^{intr} = -14,27 \text{ KN.M} \\ Ma^{riv} = -3,56 \text{ KN.M} \\ Vu = 19,54 \text{ KN} \end{cases}
 \quad
 \text{ELS} \begin{cases} Mt = 13,18 \text{ KN.M} \\ Ma^{intr} = -10,32 \text{ KN.M} \\ Ma^{riv} = -2,58 \text{ KN.M} \end{cases}$$

$$b = 65 \text{ cm}; \quad b_0 = 10 \text{ cm}; \quad h = 24 \text{ cm}; \quad h_0 = 4 \text{ cm}; \quad d = 22 \text{ cm}; \quad f_e = 400 \text{ Mpa}; \\
 f_{c28} = 25 \text{ Mpa}; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

Ferraillage en travée :

Moment équilibré par la table de compression

$$MT_u = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 (0,22 - 0,02)$$

$$MT_u = 0,0591 \text{ MN.m} > M_{tu} = 0,0738 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{Calcul d'une section rectangulaire (b} \times \text{h)}$$

$$u_{bu} = \frac{M_{tu}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,0738}{0,65 \times 0,22^2 \times 14,2} = 0,165 \Rightarrow u_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$u_{bu} = 0,165 < u_l = 0,392 \quad \text{Donc : } A' = 0 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée.}$$

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

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

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}] \Rightarrow \alpha = 0,226$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,20\text{m}$$

$$A_t = \frac{18,23 \cdot 10^{-3}}{0,2 \cdot 348} \Rightarrow A_t = 2,62 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

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

$$A_{min} = 1,73 \text{ cm}^2 < A_t = 2,62 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{On opte pour : } A_t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

➤ Ferrailage 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 :

$$u_{bu} = \frac{Ma^{intr}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{14,27 \cdot 10^{-3}}{14,2 \cdot 0,1 \cdot 0,22^2} \Rightarrow u_{bu} = 0,208 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$u_{bu} = 0,310 < u_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0,294 \\ Z = 0,194\text{m} \end{cases}$$

$$\xi = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right) \Rightarrow \xi = 3,80 \text{ ‰} > 1,74 \text{ ‰} \quad \text{Donc}$$

$$Aa^{intr} = \frac{Ma^{intr}}{Z \cdot f_{st}} = \frac{14,27 \cdot 10^{-3}}{0,194 \cdot 348} \Rightarrow Aa^{intr} = 2,11 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2 < Aa^{intr} = 2,11 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{On opte pour : } 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Appuis de rive :

$$u_{bu} = \frac{Ma^{riv}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{3,56 \cdot 10^{-3}}{14,2 \cdot 0,1 \cdot 0,22^2} \Rightarrow u_{bu} = 0,052 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$u_{bu} = 0,052 < u_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0,066 \\ Z = 0,214\text{m} \end{cases}$$

$$Aa^{riv} = \frac{Ma^{riv}}{Z \cdot f_{st}} = \frac{3,56 \cdot 10^{-3}}{0,214 \cdot 348} \Rightarrow Aa^{riv} = 0,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2 < Aa^{riv} = 0,60 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{On opte pour : } 1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

➤ Ferrailage transversal :

$$\phi t \geq \min(\Phi l^{\min} \min; \frac{h}{35}; b_0/10) \Rightarrow \phi t \geq \min(10\text{mm}; 5.71\text{mm}; 10\text{mm})$$

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 ;

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{19.54 \cdot 10^{-3}}{0.1 \cdot 0.22} \Rightarrow \tau_u = 0.89\text{Mpa}$$

$$FPN \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{ MPa}\right) = 3.33\text{ MPa}$$

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

✓ Espacement (St) :

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

$$1) \quad St \leq \min(0.9d; 40\text{ cm}) \Rightarrow St \leq 16.2\text{ cm}$$

$$2) \quad St \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \Rightarrow St \leq 57\text{ cm}$$

$$3) \quad St \leq \frac{0.8 \cdot A_t \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28} \cdot k)} \Rightarrow St \leq 36.2\text{ cm}$$

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

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

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

✓ Vérifications des armatures longitudinales A_l vis-à-vis de l'effort tranchant V_u :

Appuis de rive :

$$A_l^{\min} \geq \frac{\gamma_b}{f_e} V_u \Rightarrow A_l^{\min} \geq \frac{1.15}{400} \times 19.54 \times 10^{-3}$$

$$A_l^{\min} = 0.56\text{cm}^2$$

$$\text{Or } A_l = 3\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 4.18\text{cm}^2 > A_l^{\min} = 0.56\text{cm}^2$$

Appuis intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_b}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a^{\text{intr}}}{0.9 \cdot d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \left(19.54 \times 10^{-3} - \frac{14.27 \cdot 10^{-3}}{0.9 \cdot 0.18} \right)$$

$A_l \geq -1.97 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

✓ Vérification de la bielle :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \cdot b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec } a = \min(0.9d; (40 - 4)\text{cm}) = 16.2\text{cm}$$

$$\text{Ce qui donne : } V_u \leq 0.267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 19.54\text{KN} < 108.135\text{KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Vérification de la jonction table nervure :

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \cdot V_u}{0,9 \cdot b \cdot h_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa} \quad \text{avec : } b_1 = \frac{b-b_0}{2} \Rightarrow b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = 1,27 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

Vérifications à l'ELS :

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification des contraintes;
- ✓ Vérification de la flèche.
- ✓ Vérification des contraintes
- **En travée**
- ✓ Position de l'axe neutre (H)

$$H = \frac{b \times h_0}{2} - 15A(d - h_0) = -3,953 \times 10^{-4} \text{ m}^3 < 0$$

$H < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure $\Rightarrow$ calcul d'une section en T.

Calcul de y et I :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [(b - b_0) h_0 + 15.A] y - [(b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15.A.d] = 0$$

$$5y^2 + 270,85y - 1558,7 = 0 \quad \Rightarrow y = 5,24 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{b-b_0}{3} (y - h_0)^3 + 15.A (d - y)^2 \quad \Rightarrow I = 17397 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{13,18 \times 10^{-3} \times 5,24 \times 10^{-2}}{17397 \times 10^{-8}} = 3,969 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

▪ Appuis intermédiaires :

$$H = \frac{b \times h_0}{2} - 15A(d - h_0) = -3,116 \times 10^{-4} \text{ m}^3 < 0$$

$H < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure $\Rightarrow$ calcul d'une section en T.

Calcul de y et I :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [(b - b_0) h_0 + 15.A] y - [(b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15.A.d] = 0$$

$$5y^2 + 266,2y - 1456,4 = 0 \quad \Rightarrow y = 5 \text{ cm}$$

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

$$I = 16041,8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10,32 \times 10^{-3} \times 5 \times 10^{-2}}{16041,8 \times 10^{-8}} = 3,188 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ Vérification de la flèche :

Condition de la vérification de la flèche :

Données : $l = 5,6 \text{ m}$; $M_{0S} = 17,17 \text{ KN.m}$ $M_{ts} = 13,18 \text{ KN.m}$

$$1) \quad h \geq \frac{M_{st}}{15 M_{0S}} \times l \quad \Rightarrow h = 24 \geq \frac{13,18 \times 5,6}{15 \times 17,17} = 28,65 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

$$2) \quad \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{b_0}$$

$$3) \quad l < 8m$$

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

$$\Delta_f = (\Delta_{gv} - \Delta_{ji}) + (\Delta_{pi} - \Delta_{gi}) \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \bar{f} = \frac{560}{1000} + 0,5 = 1,06 \text{ cm} \quad \Rightarrow \bar{f} = 10,6 \text{ mm}$$

✓ **Evaluation des moments en travée :**

G= poids total $\Rightarrow G=5,25 \text{ KN.m}$, j = poids au moment de pose des cloisons. $\Rightarrow j=2,85 \text{ KN.m}$

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

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

$$\begin{cases} M_{ser}^g = G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 13,37 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 7,25 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 17,16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Modules de Young instantané et différé :

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ Mpa} \\ E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,20 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{c28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 2,226 \\ \lambda_{v=0,4} \lambda_i = 0,907 \end{cases} \quad \text{avec : } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{10 \times 22} \Rightarrow \rho = 0,0154$$

$$y_G = \frac{\left[b_0 \times \frac{h^2}{2} \right] + \left[(b-b_0) \frac{h_0^2}{2} \right] + 15 \times A \times d}{(b_0 \times h) + (b-b_0) h_0 + 15 \times A} \Rightarrow y_G = 7.13 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times y_G^3 + b_0 \frac{(h-y_G)^3}{3} - (b-b_0) \times \frac{(y_G-h_0)^3}{3} + 15 \times A (d-y_G)^2 \Rightarrow I_0 = 33298 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul des σ_{st} :

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 299,233 \text{ Mpa} \\ \sigma_{st}^j = 162,441 \text{ Mpa} \\ \sigma_{st}^p = 384,729 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0, 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) \\ \mu_j = \max\left(0, 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) \\ \mu_p = \max\left(0, 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_g = 0,821 \\ \mu_j = 0,696 \\ \mu_p = 0,857 \end{cases}$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés ;

$$\begin{cases} I_{fji} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 12508 \text{ cm}^4 \\ I_{fgi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 11191 \text{ cm}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 10855 \text{ cm}^4 \\ I_{fgv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 19184 \text{ cm}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \times l^2}{10 E_i \times I_{fji}} = 8,630 \times 10^{-3} \text{ m} \\ f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10 E_i \times I_{fgi}} = 17,769 \text{ m} \\ f_{pi} = \frac{M_{ser}^p \times l^2}{10 E_i \times I_{fpi}} = 23,551 \text{ m} \\ f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10 E_v \times I_{fgv}} = 21,095 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Delta_f = (\Delta_{gv} - \Delta_{ji}) + (\Delta_{pi} - \Delta_{gi}) = 1,824 \text{ cm} \leq \bar{f} = 1,06 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{La flèche n'est pas vérifiée}$$

On doit augmenter la section de ferrailage, on choisit 3HA14 = 4,62 cm² et on revérifier la flèche.

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul :

Tableau II.8. Vérification de la flèche du RDC :

I_0 (cm ⁴)	I (cm ⁴)	A_s (cm ²)	ρ	E_i (Mpa)	E_v (Mpa)	Y(m)	λ_i	λ_v
36453	22413	4,62	0,021	32164,20	10818,86	5,86	2,031	0,812

Calcul des contraintes :			
σ_{sj} (MPa)	σ_{sg} (MPa)	σ_{sp} (MPa)	
120,633	222,229	285,723	
Calcul des μ :			
μ_j	μ_g	μ_p	
0,6999	0,823	0,859	
Calcul des inerties fictives :			
I_{fji} (cm ⁴)	I_{fgi} (cm ⁴)	I_{fpi} (cm ⁴)	I_{fgv} (cm ⁴)
16562	15008	14605	24029
Les flèches			
f_{ji} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gv} (mm)
6,517	13,249	15,503	14,828

$$\Delta_f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 10,565 \text{ mm} \leq \bar{f} = 10,6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{La flèche est vérifiée}$$

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 II.9. Ferrailage des différents types des poutrelles :

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Terrasse Inaccessible	Travée	18.94	0.042	0.054	0.215	2.53	1.73	3.39
	Appui intermédiaire	15.15	0.220	0.314	0.192	2.26	0.26	2.26
	Appui de rive	3.78	0.055	0.071	0.213	0.51	0.26	0.79
Etages de 1 à 7	Travée	21.40	0.047	0.06	0.214	2.87	1.73	3.39
	Appui intermédiaire	14.27	0.208	0.294	0.194	2.11	0.26	2.26
	Appui de rive	3.56	0.052	0.066	0.214	0.47	0.26	0.79

Remarque

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

$$A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des poutrelles aux états limitent (ELU et ELS) :**

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux suivants :

Tableau II.10. Vérifications nécessaires à l'ELU :

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min} (\text{cm}^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_u^1 \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u^{int}}{0.9 d})$		
Terrasse Inaccessible	1.15 < 3.33	4.18 > 0.60	4.18 > -2.15	20.74 < 108.13	1.35 < 3.33
Etages de 1 à 7	1.085 < 3.33	5.41 > 0.56	5.41 > -2.54	19.54 < 108.13	1.28 < 3.33
Observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau II.11. Vérification des contraintes à l'ELS :

Niveaux	Endroit	M^S (KN.m)	A^S (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes $\sigma \leq \sigma^-$ (MPa)	observation
Terrasse Inaccessible	Travée	13.81	3.39	5.24	17397	4.16 < 15	Vérifier
	Appui	-11.05	2.26	4.30	12343	3.85 < 15	Vérifier
Etages de 1 à 7	Travée	15.40	3.39	5.24	17397	4.56 < 15	Vérifier
	Appui	-10.32	2.26	4.30	12343	3.59 < 15	Vérifier

Tableau II.12. Vérifications de flèches des différents niveaux :

Niveau	Terrasse Inaccessible	Etage de 1 à 7
L(m)	5.6	5.6
q_{jser} (KN/m)	1.852	1.852
q_{gser} (KN/m)	4.05	3.41
q_{pser} (KN/m)	4.70	4.38
M_{jser} (KN.m)	11.172	11.172

M_{gser} (KN.m)	26.381	20.58
M_{pser} (KN.m)	30.301	26.46
$I (cm^4)$	17397	17397
$I_0 (cm^4)$	33298	33298
ρ	0,015	0,015
λ_i	2.768	2.768
λ_v	1.107	1.107
σ_{st}^g Mpa	283.589	299.233
σ_{st}^j Mpa	162.441	162.441
σ_{st}^p Mpa	440.586	384.729
μ_g	0.857	0.821
μ_j	0.696	0.696
μ_p	0.874	0.857
$I_{fji} (cm^4)$	12508	12508
$I_{fqi} (cm^4)$	10859	11191
$I_{fpi} (cm^4)$	10708	10855
$I_{fqv} (cm^4)$	18791	19184
$f_{ji}(mm)$	8.630	8.360
$f_{qi}(mm)$	23.474	17.769
$f_{pi}(mm)$	27.314	23.551
$f_{qv}(mm)$	23.696	21.095
Δf	18.930	18.240
f_{adm}	10.6	10.6
Observation	Non vérifier	Non vérifier

On remarque que la flèche n'est pas vérifiée, on propose d'augmenter la section

Les résultats obtenus après augmentation des sections d'armatures, sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.13. Les résultats après augmentation des sections :

Niveau	$A_s(cm^2)$	$I (cm^4)$	Y (cm)	$\Delta_f(cm)$	$\bar{f}(cm)$	Observation
Terrasse Inaccessible	4.62	22413	5.86	10.56	10.6	Vérifier
Etages de 1 à 7	4.62	22413	5.86	9.75	10.6	Vérifier

Schémas de ferrailage des poutrelles :

Tableau II.14. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
RDC+Etage courant +terrasse inaccessible			

2- Etude de la dalle de compression :

$$\begin{cases} A_{\perp}: \frac{4 \times l_0}{f_e} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{//}: \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

D'après le CBA les espacements ne doivent pas dépasser :

$$\begin{cases} S_t \leq 20 \text{ cm} & \text{Pour les armatures perpendiculaires aux nervures.} \\ S_t \leq 30 \text{ cm} & \text{Pour les armatures parallèles aux nervures.} \end{cases}$$

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

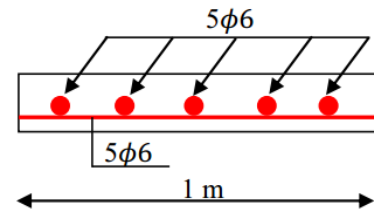


Figure II.4. Ferrailage de la dalle de compression.

II.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 4 appuis avec ouverture :**

$$L_x = 3.2 \text{ m} ; L_y = 4.2 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.2}{4.2} = 0.76 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille selon 2 sens.}$$

$$G = 6.15 \text{ kn/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ kn/m}^2.$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_u = 10.55 \text{ kn/m}^2.$$

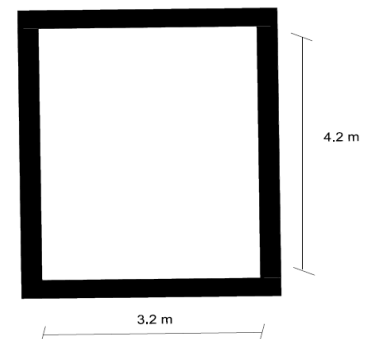
$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 7.65 \text{ kn/m}^2.$$

$$\text{Pour une bande de 1ML} \Rightarrow \begin{cases} q_u = 10.55 \text{ kn/m} \\ q_s = 7.65 \text{ kn/m} \end{cases}$$

ELU

ELS

$$\rho = 0.76 \begin{cases} \mu_x = 0.0608 \\ \mu_y = 0.5274 \end{cases} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0672 \\ \mu_y = 0.6580 \end{cases}$$



ELU :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 6.57 \text{ kn.m} \\ M_0^y = 3.46 \text{ kn.m} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 5.26 \text{ KN.M} \\ M_0^y = 3.46 \text{ KN.M} \end{cases}$$

moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 M_0^x \\ M_t^y = 0.75 M_0^y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 4.93 \text{ kn.m} \\ M_t^y = 2.6 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Moment au niveau des appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -3.285 \text{ kn.m}$$

Calcul de ferrailage :

Sens // l_x :

$$d = e - c = 9 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.042 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.053$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 8.81 \text{ cm}$$

$$A_{tx} = \frac{M_t^x}{z f_{st}} = \frac{4.93 \times 10^{-3}}{0.0881 \times 348} \Rightarrow A_{tx} = 1.608 \text{ cm}^2.$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$\begin{cases} e = 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow A_{tx}^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) b.e \Rightarrow A_{tx}^{\min} = 1.075 \text{ cm}^2$$

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

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

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

Calcul de l'espacement :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}).$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens // l_y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.023 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.029 \Rightarrow Z = 8.895 \text{ cm}$$

$$A_{ty} = \frac{M_t^y}{z f_{st}} = \frac{2.6 \times 10^{-3}}{0.08895 \times 348} \Rightarrow A_{ty} = 0.839 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$e = 12 \text{ cm} \Rightarrow A_{ty}^{\min} = \rho_0 . b . e = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2.$$

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

$$\text{On adopte : } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement :

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

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.15. Ferrailage de la dalle sur 4 appuis avec ouverture :

En travée								
Sens	$M_t(\text{kn.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{cm})$	$A^{cal}(\text{cm}^2)$	$A^{min}(\text{cm}^2)$	$A^{adpt}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
X	4.93	0.042	0.053	8.81	1.608	1.075	4HA8=2.01	25
Y	2.6	0.023	0.029	8.895	0.839	0.96	3HA8=1.51	33
En appuis								
x et y	3.285	0.028	0.035	8.874	1.063	1.086	3HA8=1.51	33

Vérification à L'ELU :

Vérification au cisaillement :

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

$$V_x = q_u \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 12.625 \text{ kn.}$$

$$\tau_u = \frac{12.625 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.14 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.14 < 1.167 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Pas de rupture par cisaillement}).$$

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 :

$$b \frac{y^2}{2} + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 30.15y - 271.35 = 0$$

$$y = 2.047 \text{ cm}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 2.047^3 + 15 \times 2.01(9 - 2.047)^2$$

$$I = 1743.489 \text{ cm}^4.$$

$$M_{ser} = \frac{q_s \cdot l_x^2}{8} = 9.8 \text{ kn.m}$$

$$\sigma_{bc} = 11.506 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens //y :

✓ Position de l'axe neutre :

$$b \frac{y^2}{2} + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 22.65y - 203.85 = 0$$

$$y = 1.531 \text{ cm}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 1.531^3 + 15 \times 1.51(9 - 1.531)^2$$

$$I = 1383.172 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 10.847 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

Sens //x :

$$\frac{e}{l_x} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20m_0^x} \right] \Rightarrow 0.0375 > 0.037 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 2.788 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens//y :

$$\frac{e}{l_y} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t^y}{20m_0^y} \right] \Rightarrow 0,028 < 0.037 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 1.677 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

$$\begin{cases} \lambda_i = 0.05 \times f_{t28}/5\rho \\ \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{A_s}{bd} = 1.67 \times 10^{-3} \quad \text{BAEL91 (B6.5.2 .P97).}$$

donc: $\begin{cases} \lambda_i = 12.574 \\ \lambda_v = 5.029 \end{cases}$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 (A2.1.2.1.P17)}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} \quad \text{BAEL 91 (A2.1.2.2.P18)}$$

Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I₀ » :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 = \frac{100 \times 12^3}{12} + 15 \times 1.51 \left(\frac{12}{2} - 9 \right)^2$$

$$I_0 = 14603.85 \text{ cm}^4$$

✓ calcul de « f_{gi} » :

La combinaison : q= G (pour 1ml)

$$q=5.4 \text{ KN/ml}$$

Calcul du moment et contrainte :

$$M_s^g = 0.85M_0 = 0.85 \times \frac{q \times l^2}{8} \Rightarrow M_s^g = 10.121 \text{ kn. m}$$

$$\sigma_s^g = \frac{15M_s^g}{I} (d - y) \Rightarrow \sigma_s^g = \frac{15 \times 10.121 \times 10^{-3}}{1383.172 \times 10^{-8}} (0.09 - 0.01531)$$

$$\sigma_s^g = 819.787 \text{ MPa}$$

$$\mu_s^g = 1 - \left[\frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s^g + f_{t28}} \right]; I_{fg} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i\mu_s^g}; f_{gi} = \frac{M_s^g l^2}{10E_i I_{fg}} \quad \text{BAEL91(B6.5.2.P97)}.$$

$$\mu_s^g = 0.515; I_{fg} = 2148.886 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{10.121 \times 10^{-3} \times 4.2^2}{10 \times 32164.2 \times 2148.886 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.0025 \text{ m}.$$

✓ calcul de « fgv » :

$$I_{fg} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v\mu_s^g} \Rightarrow I_{fg} = \frac{1.1 \times 14603.85}{1 + 5.029 \times 0.485} \Rightarrow I_{fg} = 4671.105 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M_s^g l^2}{10E_v I_{fg}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{10.121 \times 10^{-3} \times 4.2^2}{10 \times 10818.86 \times 4671.105 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gv} = 0.0042 \text{ m}$$

✓ calcul de « fpi » :

$$q = 5.4 + 1.5 = 6.9 \text{ KN/ml}$$

Calcul du moment et contrainte :

$$M_s^p = 0.85M_0 = 0.85 \times \frac{q \times l^2}{8} \Rightarrow M_s^p = 12.932 \text{ kn.m}$$

$$\sigma_s^p = \frac{15M_s^p}{I} (d - y) \Rightarrow \sigma_s^p = \frac{15 \times 12.932 \times 10^{-3}}{1383.172 \times 10^{-8}} (0.09 - 0.01531) \Rightarrow \sigma_s^p = 1047.47 \text{ MPa}$$

$$\mu_s^p = 1 - \left[\frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s^p + f_{t28}} \right] = 0.596$$

$$I_{fp} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i\mu_s^p} = \frac{1.1 \times 14603.85}{1 + 12.574 \times 0.596} \Rightarrow I_f = 1891.222 \text{ cm}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M_s^p l^2}{10E_i I_{fp}} = \frac{12.932 \times 10^{-3} \times 4.2^2}{10 \times 32164.2 \times 1891.222 \times 10^{-8}}$$

$$f_{pi} = 0.0037 \text{ m}$$

✓ calcul de « j » :

On à la combinaison : q=j

(j : charge permanente avant la mise en place le revêtement)

$$q = 3 \text{ kn/ml}$$

Calcul du moment et contrainte :

$$M_s^j = 0.85M_0 = 0.85 \times \frac{q \times l^2}{8} \Rightarrow M_s^j = 5.622 \text{ kn.m}$$

$$\sigma_s^j = \frac{15M_s^j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 5.622 \times 10^{-3}}{1383.172 \times 10^{-8}} (0.09 - 0.01531)$$

$$\sigma_s^j = 455.374 \text{ MPa}$$

$$\mu_s^j = 1 - \left[\frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s^j + f_{t28}} \right] = 0.714$$

$$I_{fj} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i\mu_s^j} \Rightarrow I_{fj} = \frac{1.1 \times 14603.85}{1 + 12.574 \times 0.714} \Rightarrow I_{fj} = 1610 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_s^j l^2}{10 E_i I_{fj}} \Rightarrow f_{ji} = \frac{5.622 \times 10^{-3} \times 4.2^2}{10 \times 32164.2 \times 1610 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.0019 \text{ m}$$

Donc :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) ; \bar{f} = \frac{1}{500} \text{BAEL91(B6.5.2.P97)}.$$

$$\Delta f_t = (4.096 \times 10^{-4} - 1.563 \times 10^{-6}) + (5.827 \times 10^{-6} - 6.283 \times 10^{-6})$$

$$\Delta f_t = 3.1 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\text{On a : } \bar{f} = \frac{4.2}{500} = 8.4 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f_t = 3.1 \times 10^{-3} \text{ m} < \bar{f} = 8.3 \times 10^{-3} \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

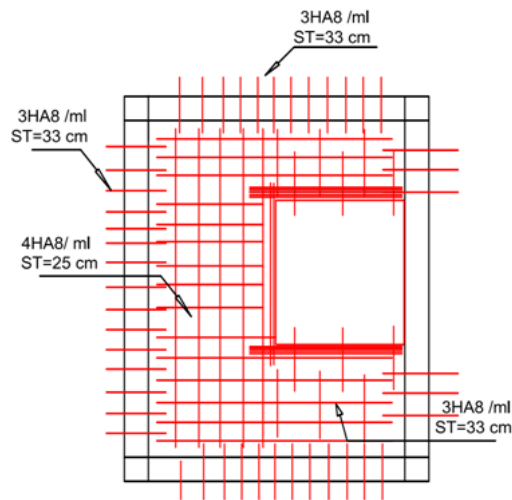


Figure II.5. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

✓ **Dalle sur 3 appuis :**

$$L_x = 1.3 \text{ m} ; L_y = 3.2 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.3}{3.2} = 0.468 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille selon 2 sens}$$

$$G = 4.6 \text{ kn/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ kn/m}^2$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow q_u = 11.46 \text{ kn/m}^2$$

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 8.1 \text{ kn/m}^2$$

L'ELU :

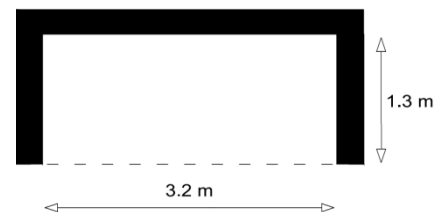
$$\begin{cases} M_0^x = q_u \frac{l_y^3}{24} \\ M_0^y = q_u \frac{l_y^2}{8} (l_x - \frac{l_y}{2}) + q_u \frac{l_y^3}{48} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 15.646 \text{ kn.m} \\ M_0^y = 3.423 \text{ kn.m} \end{cases}$$

En travée:

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 M_0^x = 11.734 \text{ kn.m} \\ M_t^y = 0.75 M_0^y = 2.565 \text{ kn.m} \end{cases}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -7.823 \text{ kn.m}$$



L'ELS :

$$\begin{cases} M_0^x = q_s \frac{l_y^3}{24} \\ M_0^y = q_s \frac{l_y^2}{8} (l_x - \frac{l_y}{2}) + q_s \frac{l_y^3}{48} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 11.06 \text{ kn.m} \\ M_0^y = 2.42 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ser}^x = 0.75 M_0^x = 8.295 \text{ kn.m} \\ M_{ser}^y = 0.75 M_0^y = 1.815 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.16. Ferrailage de la dalle sur 3 appuis :

En travée								
sens	M _t (kn.m)	μ _{bu}	α	Z(cm)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adpt} (cm ²)	S _t (cm)
X	11.734	0.102	0.134	8.517	3.958	1.086	8HA8=4.02	12
Y	2.565	0.022	0.027	8.9	0.828	1.086	3HA8=1.51	33
En appuis								
x et y	7.823	0.068	0.088	8.683	2.59	1.086	4HA10=3.14	25

Vérification à L'ELU :

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_x = q_u \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 7.25 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{7.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.081 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.081 < \bar{\tau} = 1.167 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Pas de rupture par cisaillement}).$$

Vérification à l'ELS :

La contrainte dans le béton :

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

✓ Position de l'axe neutre :

$$b \frac{y^2}{2} + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 60.3y - 542.7 = 0$$

$$y = 2.746 \text{ cm.}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 2.746^3 + 15 \times 4.02(9 - 2.746)^2$$

$$I = 3048.69 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 7.471 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

Sens //x :

$$\frac{e}{l_x} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{m_t^x}{20m_0^x} \right] \Rightarrow 0.09 > 0.0374 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 4.46 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens //y :

$$\frac{e}{l_y} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{m_t^y}{20m_0^y} \right] \Rightarrow 0.0375 > 0.0374 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 1.677 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

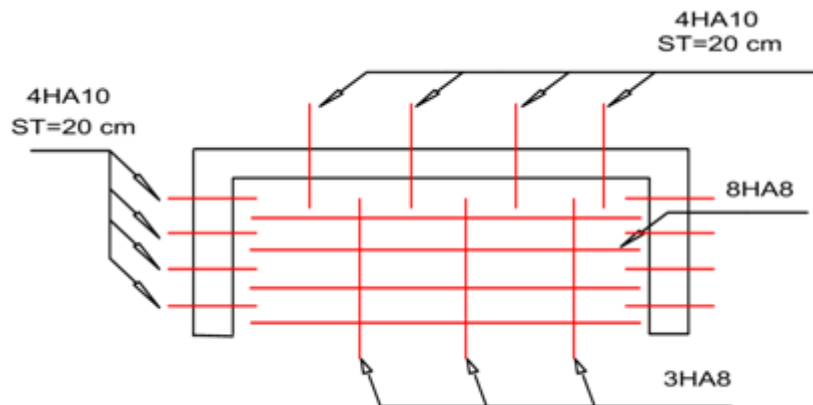


Figure II.6. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.

✓ **Dalle sur 2 appuis :**

$$L_x = 1.2 \text{ m} ; L_y = 1.7 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.2}{1.7} = 0.7 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille selon 2 sens}$$

$$G = 5.4 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow q_u = 9.54 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 6.9 \text{ KN/m}^2$$

$$P_m = 2.85 \times (3.06 \cdot 0.4) = 7.581 \text{ KN/m.}$$

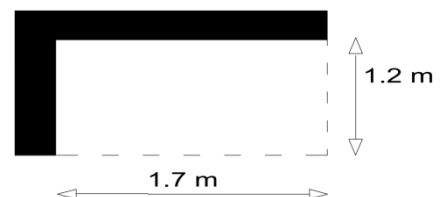
$$P_u = 1.35 P_m = 10.234 \text{ KN/m.}$$

$$P_s = 7.581 \text{ KN/m.}$$

L'ELU :

$$M_0^x = - \left(\frac{q_u \times l_x^2}{2} + P_u \times l_x \right) = - \left(\frac{9.54 \times 1.2^2}{2} + (10.234 \times 1.2) \right)$$

$$M_0^x = -19.149 \text{ KN.m.}$$



$$M_0^y = -\left(\frac{q_u \times l_y^2}{2} + P_u \times l_y\right) = -\left(\frac{9.54 \times 1.7^2}{2} + (10.234 \times 1.7)\right)$$

$$M_0^y = -31.183 \text{KN.m.}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85M_0^x = 16.28 \text{KN.m.} \\ M_t^y = 0.85M_0^y = 26.51 \text{KN.m.} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.4m_0^x = 7.659 \text{KN.m.}$$

L'ELS :

$$M_0^x = -\left(\frac{q_s \times l_x^2}{2} + p_s \times l_x\right) = -\left(\frac{6.9 \times 1.2^2}{2} + (7.581 \times 1.2)\right)$$

$$M_0^x = -14.065 \text{KN.m.}$$

$$M_0^y = -\left(\frac{q_s \times l_y^2}{2} + p_s \times l_y\right) = -\left(\frac{6.9 \times 1.7^2}{2} + (7.581 \times 1.7)\right)$$

$$M_0^y = -22.858 \text{KN.m.}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85m_0^x = 11.955 \text{KN.m.} \\ M_t^y = 0.85m_0^y = 19.429 \text{KN.m.} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.4m_0^x = 5.626 \text{KN.m.}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.17. Ferrailage dalle sur 2 appuis :

En travée								
Sens	M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adpt} (cm ²)	S_t (cm)
X	16.28	0.141	0.19	8.316	5.625	1.086	5HA12=5.65	20
Y	26.51	0.23	0.331	7.808	9.756	1.086	5HA16=10.05	20
En appuis								
X et y	7.659	0.066	0.085	8.694	2.531	1.086	4HA10=3.14	25

Vérification à L'ELU :

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_x = q_u \cdot \frac{l_x}{2} + P_u = 15.958 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{15.958 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.177 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.177 < \bar{\tau} = 1.167 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{pas de rupture par cisaillement}).$$

Vérification à l'ELS :

La contrainte dans le béton :

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

Sens //x :

✓ Position de l'axe neutre :

$$b \times \frac{y^2}{2} + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 84.75y - 762.75 = 0$$

$$y = 3.15 \text{ cm.}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 3.15^3 + 15 \times 5.65 (9 - 3.15)^2.$$

$$I = 3942.219 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 19.552 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens //y :

✓ Position de l'axe neutre :

$$b \frac{y^2}{2} + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 150.75y - 1356.75 = 0$$

$$y = 3.915 \text{ cm}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 3.915^3 + 15 \times 10.05 (9 - 3.915)^2$$

$$I = 5898.179 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 12.896 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

Sens x-x :

$$\frac{e}{l_x} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{m_t}{20 \times m_0} \right] \Rightarrow 0.1 > 0.042 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 6.277 \times 10^{-3} > 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$\frac{e}{l_y} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{m_t}{20 \times m_0} \right] \Rightarrow 0.07 > 0.042 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 11.16 \times 10^{-3} > 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau II.18. vérification de la flèche :

Sens	L(m)	$f_{gi}(m)$	$f_{gv}(m)$	$f_{pi}(m)$	$f_{ji}(m)$	$\Delta f(m)$	$\bar{f}(m)$
X	1.2	3×10^{-5}	8.897×10^{-5}	2.36×10^{-5}	1.661×10^{-5}	6.596×10^{-5}	2.4×10^{-3}
Y	1.7	1.16×10^{-4}	3.45×10^{-4}	1.09×10^{-4}	6.4×10^{-5}	2.74×10^{-4}	3.4×10^{-3}

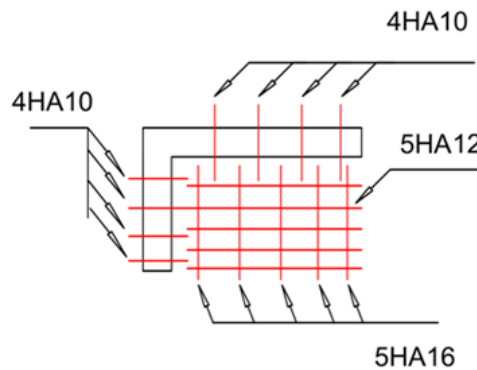


Figure II.7. Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.

✓ **Dalle sur un seul appui :**

La dalle sur un seul appui travaille comme une console

Soumise à la flexion simple.

$$L_x = 0.9 \text{ m} ; L_y = 7 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.9}{7} = 0.128 < 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille selon 1 seul sens}$$

$$G = 4.6 \text{ kn/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ kn/m}^2$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow q_u = 11.46 \text{ kn/m}^2$$

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 8.1 \text{ kn/m}^2.$$

$$P_m = G_{mur} \times h_{mur} \Rightarrow P_m = 1.3 \times 0.8 \Rightarrow P_m = 1.04 \text{ kn/m}$$

$$P_u = 1.35 P_m = 1.404 \text{ kn/m}.$$

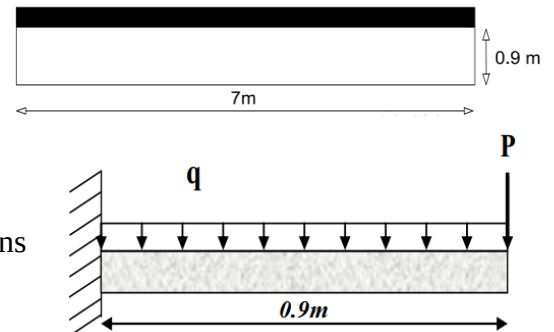
$$P_s = 1.04 \text{ kn/m}.$$

ELU:

$$M_u = - \left(\frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l \right) = - \left(\frac{11.46 \times 0.9^2}{2} + (1.404 \times 0.9) \right)$$

$$M_u = -5.905 \text{ kn.m}.$$

$$M_s = - \left(\frac{q_s \times l^2}{2} + p_s \times l \right) = - \left(\frac{8.1 \times 0.9^2}{2} + (1.04 \times 0.9) \right)$$



$$M_s = -4.216 \text{ kn.m.}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.19. Ferrailage de la console :

M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A_t^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A_{répar}$ (cm ²)	$A_{répar}^{adp}$ (cm ²)	A_t^{adp} (cm ²)	$S_{répar}$ (cm)	S_t (cm)
5.905	0.051	0.065	8.766	1.89	1.086	0.63	3HA8=1.51	4HA8=2.01	33	20

Vérification à L'ELU :

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_x = q_u \cdot \frac{l_x}{2} + P_u = 6.561 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{5.561 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.073 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.073 < \bar{\tau} = 1.167 \text{ MPa ... (pas de rupture par cisaillement).}$$

Vérification à l'ELS :

La contrainte dans le béton :

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

✓ Position de l'axe neutre :

$$b \times \frac{y^2}{2} + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 30.15y - 271.35 = 0$$

$$y = 2.05 \text{ cm.}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 2.05^3 + 15 \times 2.01(9 - 2.05)^2.$$

$$I = 1743.49 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 4.957 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{e}{l_x} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{m_t}{20 \times m_0} \right] \Rightarrow 0.133 > 0.0375 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 2.23 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

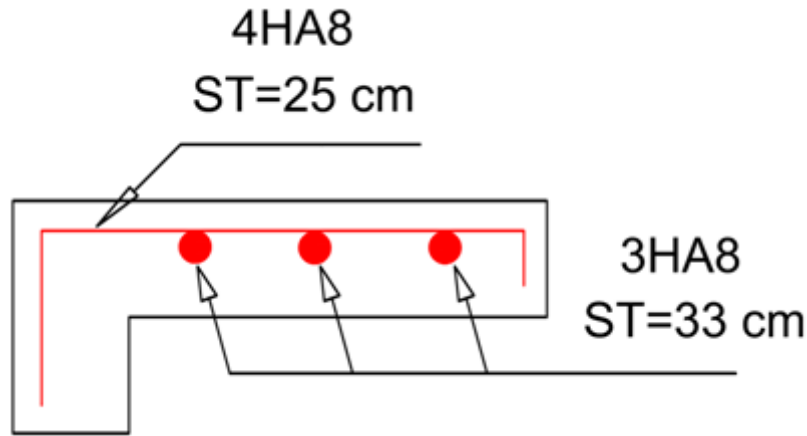


Figure II.8. Schéma de ferrailage de la console.

✓ Dalle sur 4 appuis :

$$L_x = 1.5 \text{ m} ; L_y = 5.7 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \frac{1.5}{5.7} = 0.263 < 0.4$$

⇒ la dalle travaille selon un seul sens (x-x).

$$G = 5.4 \text{ kn/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ kn/m}^2.$$

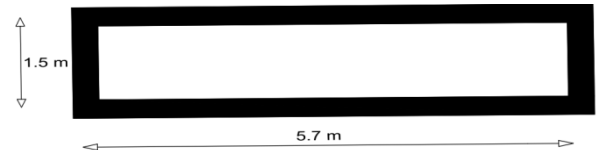
$$q_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_u = 9.54 \text{ kn/m}^2.$$

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 6.9 \text{ kn/m}^2.$$

$$\text{Pour une bonde de 1ML} \Rightarrow \begin{cases} q_u = 9.54 \text{ kn/m} \\ q_s = 6.9 \text{ kn/m} \end{cases}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l_x^2}{8} = 2,683 \text{ kn.m.}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.85 M_0 = 2.28 \text{ kn.m.} \\ M_a = 0.4 M_0 = 1.073 \text{ kn.m.} \end{cases}$$



Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.20. Ferrailage de la dalle sur 4 appuis :

section	M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A_t^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A_{répar}$ (cm ²)	$A_{répar}^{adp}$ (cm ²)	A_t^{adp} (cm ²)	$S_{répar}$ (cm)	S_t (cm)
Travée	2.28	0.019	0.024	8.91	0.735	1.086	0.377	3HA8=1.51	3HA8=1.51	33	33
appuis	1.073	0.009	0.011	8.96	0.344	1.086	0.377	3HA8=1.51	3HA8=1.51	33	33

Vérification à L'ELU :

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_x = q_u \frac{l_x}{2} = 7.155 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{7.155 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.079 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.079 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.167 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{pas de rupture par cisaillement}).$$

Vérification à l'ELS :

La contrainte dans le béton :

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

$$m_{ser} = \frac{q_s \times l_x^2}{8} = 1.94 \text{ kn.m.}$$

✓ Position de l'axe neutre :

$$b \frac{y^2}{2} + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 22.65y - 203.85 = 0$$

$$y = 1.805 \text{ cm}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 1.805^3 + 15 \times 1.51(9 - 1.805)^2$$

$$I = 1368.57 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 2.558 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{e}{l_x} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{m_t}{20m_0} \right] \Rightarrow 0.08 > 0.012 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 1.677 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

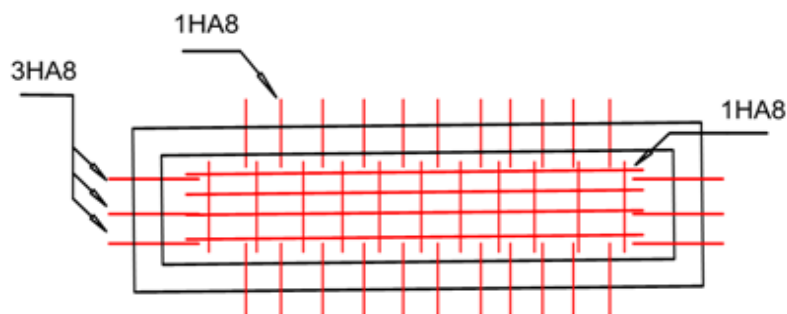


Figure II.9. schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

II. 4. Calcul des chaînages :

✓ Définition

Les chaînages sont des poutres horizontales en béton armé qui ceignent les façades à chaque étage au niveau du plancher et aussi les poutres qui servent de porte à faux.

✓ Dimensionnement

Les dimensions de la poutre de chaînage sont :

$$L_{max} = 6m.$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{600}{15} \leq h \leq \frac{600}{10}$$

$$40 \text{ cm} \leq h \leq 60 \text{ cm.} \Rightarrow h = 40 \text{ cm.}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 28 \text{ cm.}$$

On prend : $b = 30 \text{ cm.}$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×40) .

Calcul des sollicitations :

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.3 \times 0.4 = 3 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.85 \times (3.06 - 0.4) = 7.581 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Poids de la dalle pleine : } P_d = 5.4 \times 1.50 / 2 = 4.05 \text{ KN/m.}$$

$$Q = 1.5 \times \frac{1.5}{2} = 1.125 \text{ KN/m. ; } G = \sum p = 14.631 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_u = 1.35(14.631) + 1.5(1.125) = 21.43 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 15.756 \text{ KN/m.}$$

À ELU:

$$M_0 = q_u \times \frac{l_{max}^2}{8} = 96.435 \text{ kn.m.} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 0.85M_0 = 81.969 \text{ kn.m.} \\ M_a = 0.4M_0 = 38.574 \text{ kn.m.} \end{cases}$$

Ferraillage :

Armatures longitudinales

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.4 = 0.36 \text{ m.}$$

Tableau II.21. Ferraillage de la poutre de chaînage :

Section	M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adpt} (cm ²)
Travée	81.969	0.044	0.056	35.193	6.692	1.304	6HA12 = 6.79
Appuis	38.575	0.013	0.016	44.71	2.46	1.304	3HA12 = 3.39

Vérification à l'ELU :

Effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2.f_{c28}/\gamma_b; 5 \text{ MPa})$$

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 21.43 \times \frac{6}{2} \Rightarrow V_u = 64.29 \text{ kn.}$$

$$\tau_u = \frac{64.29 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 0.178 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.178 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{pas de rupture par cisaillement}).$$

Calcul des armatures transversal a la flexion simple :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right).$$

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = 24.3\text{cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 20\text{cm}.$$

$$a) A_t \geq 0.4 \frac{b S_t}{f_e} = 0.4 \times \frac{0.3 \times 0.2}{400} \Rightarrow A_t = 6 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.6 \text{ cm}^2.$$

$$b) A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} < 0.$$

Avec un cadre +étrier $\phi 8$.

Vérification à l'ELS :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = 70.902 \text{ KN.m}$$

Calcul M_t et M_a :

$$M_t = 0.85 M_0 = 60.267 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = 0.4 M_0 = 28.36 \text{ KN.m.}$$

Tableau II.22. Vérification de la contrainte.

Section	M(KN.m)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	60.267	75772.74	12.6	11.79	15
Appuis	28.36	44283.05	9.48	6.071	15

Vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.07 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{c v.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{m_t}{10m_0} \Rightarrow 0.067 \geq 0.085 \dots\dots\dots \text{c n v.} \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 6.287 \times 10^{-3} \leq 10.5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{c v.} \end{cases}$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau II.23. vérification de la flèche.

L(m)	$f_{gi}(m)$	$f_{gv}(m)$	$f_{pi}(m)$	$f_{ji}(m)$	$\Delta f(m)$	$\bar{f}(m)$
6	0.0132	1.579×10^{-3}	0.024	5.258×10^{-3}	7.121×10^{-3}	0.056

$$\text{Avec : } l > 5m \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{1000} + 0.5$$

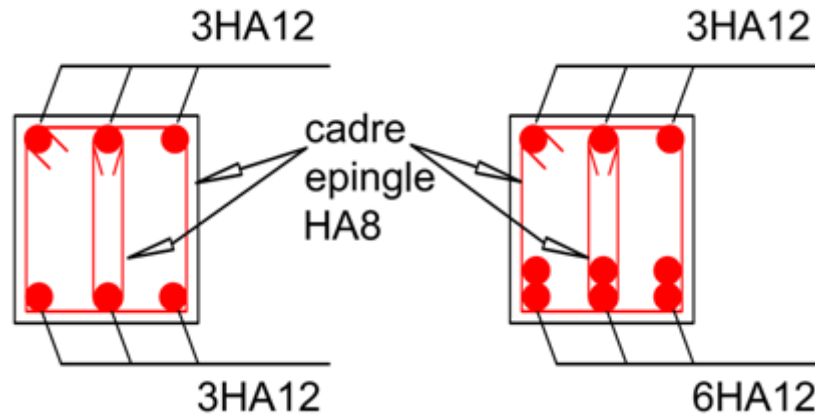


Figure II.10. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

II.5. Étude des escaliers :

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

Escalier Type 1 (escalier droite) :

✓ Étude de la partie (AB) :

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

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.22. Charge et surcharge :

Niveau	Section	G (kn/ml)	Q (kn/ml)
RDC et étage courant	Palier	5.04	2.5
	Paillasse	7.25	2.5

Calcul du chargement qui revient sur l'escalier :

RDC et étage courant :

$$\begin{aligned}
 \text{ELU} & \begin{cases} \text{Palier:} \\ 1.35G + 1.5Q = 10.554 \text{ kn/ml} \\ \text{paillasse} \\ 1.35G + 1.5Q = 13.537 \text{ kn/ml} \end{cases} \\
 \text{ELS} & \begin{cases} \text{palier} \\ G + Q = 7.54 \text{ kn/ml} \\ \text{paillasse} \\ G + Q = 9.75 \text{ kn/ml} \end{cases}
 \end{aligned}$$

Charge équivalente :

$$q_e = \sum q_i \times L_i / \sum L_i .$$

$$\text{ELU : } q_e^u = [(13.537 \times 2.4) + (10.554 \times 1.8)] / (2.4 + 1.8)$$

$$q_e^u = 12.25 \text{ kn/ml}$$

$$\text{ELS : } q_e^s = [(9.75 \times 2.4) + (7.54 \times 1.8)] / (2.4 + 1.8)$$

$$q_e^s = 8.8 \text{ kn/ml}$$

Calcul des sollicitations :

ELU :

$$M_0 = \frac{q_e^u \times l^2}{8} = 27.011 \text{ kn.m}$$

Calcul M_t et M_a :

$$M_t = 0.85 M_0 = 22.959 \text{ kn.m}$$

$$M_a = 0.4 M_0 = 10.804 \text{ kn.m}$$

ELS :

$$M_0 = \frac{q_e^s \times l^2}{8} = 19.404 \text{ kn.m}$$

Calcul M_t et M_a :

$$M_t = 0.85 M_0 = 16.493 \text{ kn.m.}$$

$$M_a = 0.4 M_0 = 7.761 \text{ kn.m.}$$

Ferraillage :

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ d = 0.9h = 14.4 \text{ cm} \\ h = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{m_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22.959 \times 10^{-3}}{1 \times 0.144^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.078 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.102.$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 13.81 \text{ cm.}$$

$$A_{st} = \frac{m_t}{z f_{st}} = \frac{22.959 \times 10^{-3}}{0.1381 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 4.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.74 \text{ cm}^2.$$

On ferraillait avec A_{st} : on prend : 5HA12 = 5.65 cm².

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1.412 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2.$$

En appui :

$$\mu_{bu} = \frac{m_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.804 \times 10^{-3}}{1 \times 0.144^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.037 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.047.$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 14.129 \text{ cm.}$$

$$A_{st} = \frac{m_a}{z f_{st}} = \frac{10.804 \times 10^{-3}}{0.14129 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 2.197 \text{ cm}^2.$$

On prend : 5HA8 = 2.51 cm².

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0.627 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2.$$

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau .II.24. Ferrailage de la première et la deuxième volée de l'escalier :

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	22.959	0.078	0.102	13.81	4.77	1.74	1.412	3HA8=1.51	5HA12=5.65
appuis	10.804	0.037	0.047	14.129	2.197	1.74	0.627	3HA8=1.51	5HA8=2.51

Espacement maximal :

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

-En travée: $S_t = 100/5 = 20\text{ cm} \leq 33\text{cm}$vérifiée

-Sur appui : $S_t = 100/5 = 20\text{ cm} \leq 33\text{cm}$vérifiée

Vérification à ELU :

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28}/\gamma_b; 5\text{MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \times 25/1.5; 5)\text{MPa} = 3.33\text{ MPa}$$

$$V = q_e^u \frac{l}{2} = 25.725\text{kn}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b d} \leq \bar{\tau} = \min(0.2 \cdot f_{c28}/\gamma_b; 5\text{MPa})$$

$$\tau_u = 0.178 \leq \bar{\tau} = 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification à l'ELS :

.En travée :

✓ Position de l'axe neutre :

$$b \frac{y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 84.75y - 1220.4 = 0$$

$$y = 4.165\text{cm.}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 4.165^3 + 15 \times 5.65(14.4 - 4.165)^2.$$

$$I = 11286.378\text{cm}^4.$$

Vérification des contraintes :

✓ Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bc} = 6.086\text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ Contrainte de l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa.}$$

$$\sigma_s = 14.956\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En appuis :

✓ Position de l'axe neutre:

$$b \frac{y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 37.65y - 542.16 = 0$$

$$y = 2.937 \text{ cm.}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 2.937^3 + 15 \times 2.51 (14.4 - 2.937)^2.$$

$$I = 5791.71 \text{ cm}^4.$$

Vérification des contraintes :

✓ Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bc} = 3.94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ Contrainte de l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15.371 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \left[\frac{3}{80}; \frac{m_t}{20m_0} \right] \Rightarrow 0.038 \geq 0.042 \dots \dots \dots \text{c n v.} \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 3.924 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{c v.} \end{cases}$$

La vérification de flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche :

Selon la méthode de BAEL 91 la flèche totale est donnée par :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}); \bar{f} = \frac{1}{500} \quad \text{BAEL91(B6.5.2.P97).}$$

Calcul les coefficients :

$$\begin{cases} \lambda_i = 0.05 \times f_{t28} / 5\rho \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{A_s}{bd} = 3.923 \times 10^{-3} \quad \text{BAEL91(B6.5.2.P97).}$$

$$\text{donc } \begin{cases} \lambda_i = 5.357 \\ \lambda_v = 2.142 \end{cases}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{(f_{c28})} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{(f_{c28})} = 10818.86 \text{ MPa}$$

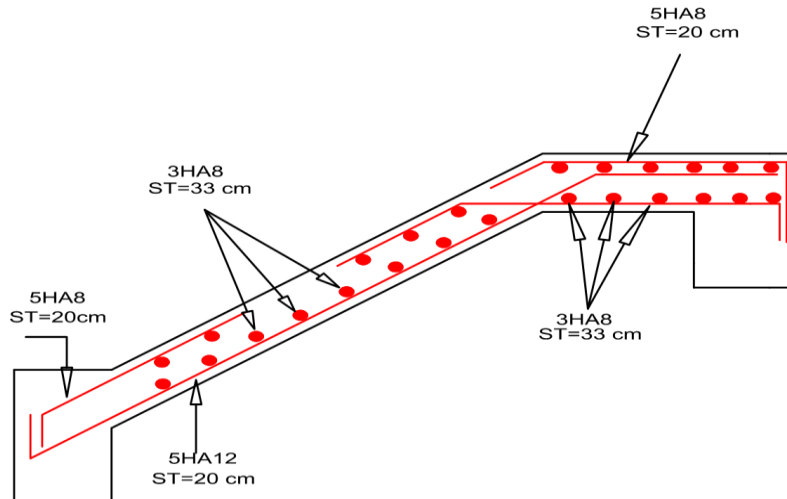
Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I₀ » :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 = \frac{100 \times 16^3}{12} + 15 \times 5.65 \left(\frac{16}{2} - 14.4 \right)^2$$

$$I_0 = 140004.69 \text{ cm}^4.$$

Tableau .II.25. Vérification de la flèche :

L(m)	$f_{gi}(m)$	$f_{gv}(m)$	$f_{pi}(m)$	$f_{ji}(m)$	$\Delta f(m)$	$\bar{f}(m)$
4.2	1.576×10^{-3}	2.886×10^{-3}	1.675×10^{-3}	6.3×10^{-4}	2.355×10^{-3}	8.4×10^{-3}


Figure II.11. Schéma de ferrailage de l'escalier.

II.6. Etude de la poutre palière :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

Le pré-dimensionnement effectué dans les chapitres précédents donne les résultats suivants :

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

➤ Calcul en la flexion :

Évaluation des charges :

➤ poids propre de la poutre : $G_0 = \gamma_b \times b \times h = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{KN/ml}$.

➤ poids de mur : $G_{mur} = G_{DC} \times h_{mur} = 2.85 \times 1.23 = 3.51 \text{KN/ml}$

➤ la charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui B.

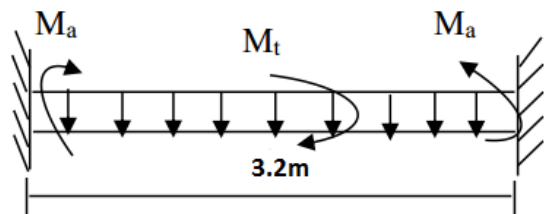
$$R = 26.42 \text{KN}.$$

Calcul à l'ELU :

La poutre palière se calcule à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

Combinaisons de charges :

$$q_u = 1.35 (G_0 + G_{mur}) + R = 1.35(2.25 + 3.51) + 26.42 \Rightarrow q_u = 34.196 \text{kn/ml}$$



Les moments : $l = 3.2 \text{ m}$

-le moment isostatique : $M_0 = (q_u \times L^2)/8 = 43.77 \text{ kn.m}$

-Le moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 37.2 \text{ kn.m}$

-Le moment sur appui : $M_a = 0.4 M_0 = 17.51 \text{ kn.m}$

Ferraillage de la poutre palière :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 30 \Rightarrow d = 27 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{m_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{37.2 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.035 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.044.$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 26.534 \text{ cm.}$$

$$A_{st} = \frac{m_t}{z f_{st}} = \frac{37.2 \times 10^{-3}}{0.26534 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 4.03 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = \max\left(\frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

Avec : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 27 \text{ cm}$.

$$A_s^{\min} \geq \max\left(\frac{30 \times 30}{1000}; 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400}\right)$$

$$A_s^{\min} \geq \max(1.05; 1.15 \text{ cm}^2)$$

$$A_s^{\min} = 1.15 \text{ cm}^2 < A_{st} = 2.94 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau .II.26.Ferraillage de la poutre palière :

Section	b(cm)	h(cm)	M(kn.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	$A^{cal}(\text{cm}^2)$	$A^{\min}(\text{cm}^2)$
Travée	30	27	37.2	0.035	0.044	26.534	4.03	1.15
Appuis	30	27	17.51	0.017	0.021	26.77	1.879	1.15

Vérification à ELU :

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2.f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \times 25/1.5 ; 5) \text{ MPa} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V = q_e^u \frac{l}{2} = 54.713 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} \leq \bar{\tau} = \min(0.2.f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0.675 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Calcul des armatures transversal a la flexion simple :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right).$$

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = 24.3\text{cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 20\text{cm}.$$

$$A_t \geq 0.4 \frac{b S_t}{f_e} = 0.4 \times \frac{0.3 \times 0.2}{400}$$

$$A_t = 6 \times 10^{-5} \text{m}^2 = 0.6\text{cm}^2$$

Calcul de la torsion :

Calcul le moment de torsion :

$$\text{On a : } M_{ua} = 17.51\text{KN.m}$$

$$M_{\text{tor}} = M_{ua} \frac{1}{2} = 17.51 \times \frac{3.2}{2} \Rightarrow M_{\text{tor}} = 28.016\text{KN.m}.$$

Calcul de l'aire de la section efficace « Ω » :

$$\Omega = (h-e)(b-e) \Rightarrow e = \frac{b}{6} = 5\text{ cm}.$$

$$\Omega = (30-5)(30-5) = 625\text{cm}^2.$$

Calcul de la périmètre de la section efficace :

$$U = [(h-e) + (b-e)] \times 2 = 100\text{cm}.$$

Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion :

$$\tau_t = \frac{M_{\text{tor}}}{2\Omega e} = \frac{28.016 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 5 \times 10^{-6}} \Rightarrow \tau_t = 4.48\text{MPa}$$

$$\tau = \sqrt{(\tau_t)^2 + (\tau_u)^2} \Rightarrow \tau = 4.53\text{MPa}.$$

$$\tau_t = 4.53\text{MPa} < \tau_u = 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{il y'a risque de rupture par cisaillement.}$$

On redimensionne la section de la poutre palière, augmente notre section a ($b \times h$) = (40×40)
En calcule les dimensions : (Ω et e)

$$e = \frac{b}{6} = 6.67\text{ cm} \Rightarrow \Omega = 1110.89\text{cm}^2; U = 133.32\text{ cm}.$$

$$\tau_t = \frac{M_{\text{tor}}}{2\Omega e} = \frac{28.016 \times 10^{-3}}{2 \times 1110.89 \times 6.67 \times 10^{-6}} \Rightarrow \tau_t = 1.89\text{MPa}$$

$$\tau = \sqrt{(\tau_t)^2 + (\tau_u)^2} \Rightarrow \tau = 2.01\text{MPa}.$$

$$\tau_t = 2.01\text{MPa} < \tau_u = 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{pas risque de rupture par cisaillement.}$$

Calcul de ferrailage à la torsion :

$$\frac{A_l^{\text{tor}}}{U} = \frac{M_{\text{tor}}}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_l^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} U}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{28.016 \times 10^5 \times 133.32}{2 \times 1110.89 \times 348 \times 10^2}.$$

$$A_l^{\text{tor}} = 4.83\text{cm}^2.$$

Armature transversale :

$$\frac{A_{t1}}{S_{t1}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_{t1} = \frac{28.016 \times 10^5 \times 0.2}{2 \times 1110.89 \times 348 \times 10^2}$$

$$A_{t1} = 7.247 \times 10^{-3}\text{cm}^2.$$

a/Armature transversale:

$$A_t = A_t^{FS} + A_t^{Tors} = 0.6 + 7.247 \times 10^{-3} \Rightarrow A_t = 0.607 \text{ cm}^2$$

b/Armatures longitudinales :

En appuis :

$$A_l = A_l^{FS} + A_l^{Tors} = 1.879 + \frac{1}{2} \times 4.83 \Rightarrow A_l = 4.294 \text{ cm}^2$$

En Travée:

$$A_l = A_l^{FS} + A_l^{Tors} = 4.03 + \frac{1}{2} \times 4.83 \Rightarrow A_l = 6.445 \text{ cm}^2$$

Le choix de ferrailage : $\begin{cases} \text{pour } A_l^t \text{ on choisit : } 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2 \\ \text{pour } A_l^a \text{ on choisit : } 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2 \\ \text{un cadre + un étrier de } \phi 8 \end{cases}$

Calcul à l'ELS :

Combinaison de charge :

$$q_s = G_0 + G_{mur} + R = 2.25 + 3.51 + 26.42 \Rightarrow q_s = 32.18 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = 41.19 \text{ KN.m}$$

Calcul M_t et M_a :

$$M_t = 0.85 M_0 = 35.01 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = 0.4 M_0 = 16.476 \text{ KN.m.}$$

Tableau II.27. Vérification de la contrainte :

Section	M(KN.m)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	35.01	86502.23	11.41	4.617	15
Appuis	16.476	63817.35	9.722	2.509	15

Vérification de la flèche

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.125 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{c v.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{m_t}{10m_0} \Rightarrow 0.125 \geq 0.085 \dots\dots\dots \text{c v.} \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 4.587 \times 10^{-3} \leq 10.5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{c v.} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

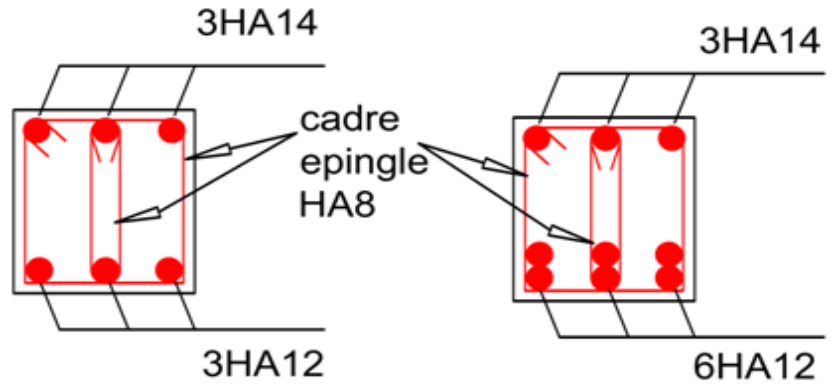


Figure II.12. Schéma de ferrailage de la poutre de palière.

II.5. Etude de L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (F_p).

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

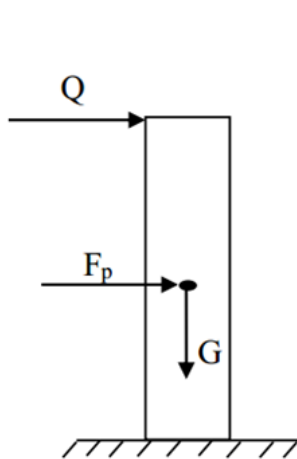


Figure II.13. acrotère.

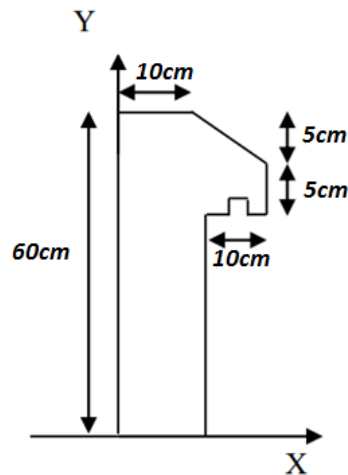


Figure II.14. Sollicitations de l'acrotère.

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 :

$$\begin{cases} N_U = w_p \\ M_U = F_c \cdot l \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_U = 2.2715 \text{ kn.m} \\ M_U = 1.09 \times 0.6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_U = 2.2715 \text{ kn.} \\ M_U = 0.654 \text{ kn.m.} \end{cases}$$

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 :

$$A_{\min} = 0.25\% \cdot S = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2.5 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{Le choix : } 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2.$$

$$S_t \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.98 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{Le choix : } 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2.$$

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 dehors de la section (la section est partiellement comprimée).

Vérifications des contraintes de cisaillement :

$$V = 1.5F_p \Rightarrow V = 1.635 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b_d} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28}$$

$$\tau_u = 0.018 < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le RPA (version 2003)

$$F_p \leq 1.5Q \Rightarrow \begin{cases} F_p = 1.09 \text{ kn} \\ Q = 1 \text{ kn} \end{cases}$$

$$F_p = 1.09 \text{ KN} < 1.5 \text{ Kn} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

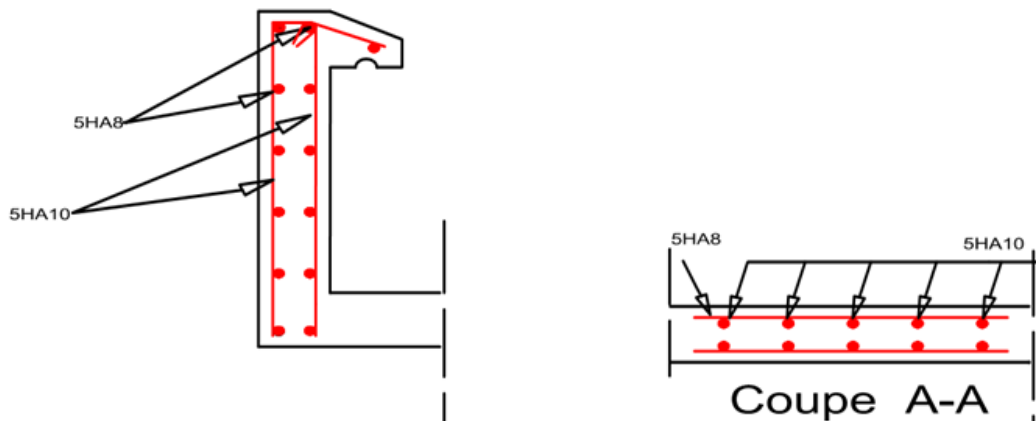


Figure II.15. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

II.6. Etude de la dalle machine :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

$$l_x = 1.6 \text{ m} ; l_y = 1.8 \text{ m} ; S = 2.88 \text{ m.}$$

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{160}{50} \leq e \leq \frac{160}{40}.$$

$$3.2 \text{ cm} \leq e \leq 4 \text{ cm.}$$

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

✓ Les caractéristiques :

- $V = 0,63 \text{ m/s}$: Vitesse de levage.
- $P_m = 15 \text{ KN}$: Charge due à la salle de machine.
- $D_m = 43 \text{ KN}$: Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- $F_c = 50 \text{ KN}$: Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 50 m.
- $B_s \times T_s = 1,60 \times 1,80 \text{ m}^2$ dimensions de la gaine.
- le poids propre de l'ascenseur est de 500 Kg

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

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

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

✓ **Dalle de salle machine (locale) :**

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

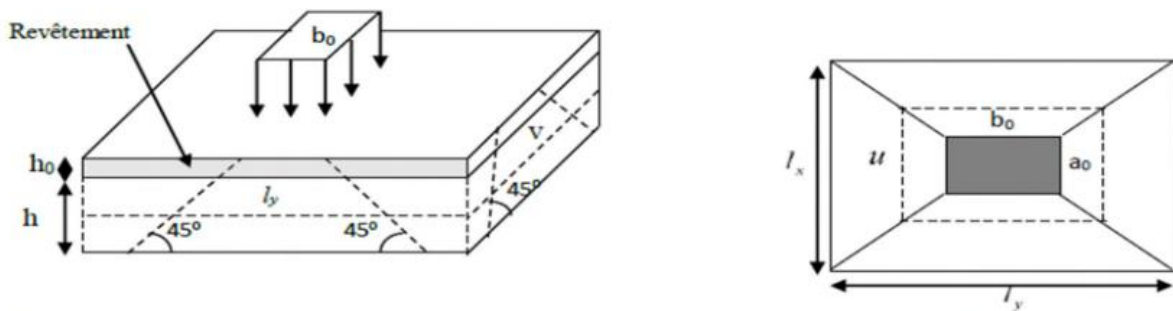


Figure II.16. Schéma représentant la surface d'impact

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h_1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h_0 = 5 \text{ cm épaisseur de revêtement.} \\ h_1 = 12 \text{ cm épaisseur de la dalle.} \end{cases}$$

Avec: $\xi = 1$: le revêtement est moins résistant ; $(a_0 \times b_0)$ surface de la charge = (80×80) .

$$\begin{cases} U = 80 + 12 + 2 \times 1 \times 5 = 102 \text{ cm} \\ V = 80 + 12 + 2 \times 1 \times 5 = 102 \text{ cm} \end{cases}$$

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 $\rho=0.88$; M2 en fonction de $\frac{V}{l_y}$ et $\rho=0.88$.

$$\begin{cases} \frac{U}{l_x} = \frac{102}{160} = 0.6 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{102}{180} = 0.5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.081 \\ M_2 = 0.085 \end{cases}$$

$$Q_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 63 \Rightarrow Q_u = 85.05 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 \times q_u \\ M_{y1} = M_2 \times q_u \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 6.89 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 7.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) M_{x2} et M_{y2} du système:

sont dus aux poids propre et la charge d'exploitation d'entretien

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}, \quad \rho = 0.88 > 0.4 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q; G = \frac{4.1KN}{m}; Q = \frac{1KN}{m} \cdot q_u = 7.035KN/m$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0476 \times 7.035 \times 1.6^2 \\ M_{y2} = 0.7438 \times M_{x2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 0.857KN.m \\ M_{y2} = 0.637KN.m \end{cases}$$

La superposition des moment donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 7.747KN.m \\ M_y = 7.867KN.m \end{cases}$$

Ferraillage :

$$M_{tx} = 0.85M_x = 6.585KN.m, \quad M_{ty} = 0.85M_y = 6.687KN.m$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.4M_x = -3.098KN.m$$

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.28.ferraillage 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	6.585	0.057	0.073	8.737	2.165	5HA8=2.51	20
Y	6.687	0.058	0.074	8.734	2.2	5HA8=2.51	20
En appuis							
X et y	3.098	0.027	0.034	8.877	1.003	3HA8=1.51	33

Vérification de la condition de non fragilité :

$$\begin{cases} e > 12 cm \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow A_{tx}^{min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) b \cdot e \Rightarrow A_{tx}^{min} = 1.397 cm^2$$

$$f_e 400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

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

Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{BAEL91(art H. III. 10)}$$

Q_u : la charge de calcul à l'état ultime.

U_c : périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (102 + 102) \Rightarrow U_c = 408 \text{ cm}$$

$$Q_u = 85.05 \leq 0.045 \times 4.08 \times 0.12 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 367.2 \text{ KN/m} \dots \dots \dots \text{ c v.}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = \frac{Q_u}{3 \times U} = \frac{85.05}{3 \times 1.02} \Rightarrow V_u = 27.79 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{27.79 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.308 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.308 \text{ MPa} < 1.167 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (pas de rupture par cisaillement).}$$

Vérification à l'ELS :

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

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser}(M_1 + \gamma \times M_2) \\ M_{y1} = q_{ser}(M_2 + \gamma \times M_1) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 6.174 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 6.375 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 4.1 + 1 = \frac{5.1 \text{ KN}}{m} \cdot \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.712 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.585 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 6.886 \text{ KN.m} \\ M_y = 6.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tx} = 5.853 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 5.916 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -2.754 \text{ KN.m.}$$

✓ 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 :

$$b \frac{y^2}{2} + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 37.65y - 338.85 = 0$$

$$y = 2.25 \text{ cm}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 2.25^3 + 15 \times 2.51(9 - 2.25)^2$$

$$I = 2095.115 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 6.28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

Sens //x :

$$\frac{e}{l_x} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{m_t^x}{20m_0^x} \right] \Rightarrow 0.075 > 0.042 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 2.789 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens //y :

$$\frac{e}{l_x} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{m_t^y}{20m_0^y} \right] \Rightarrow 0.066 > 0.042 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 2.789 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

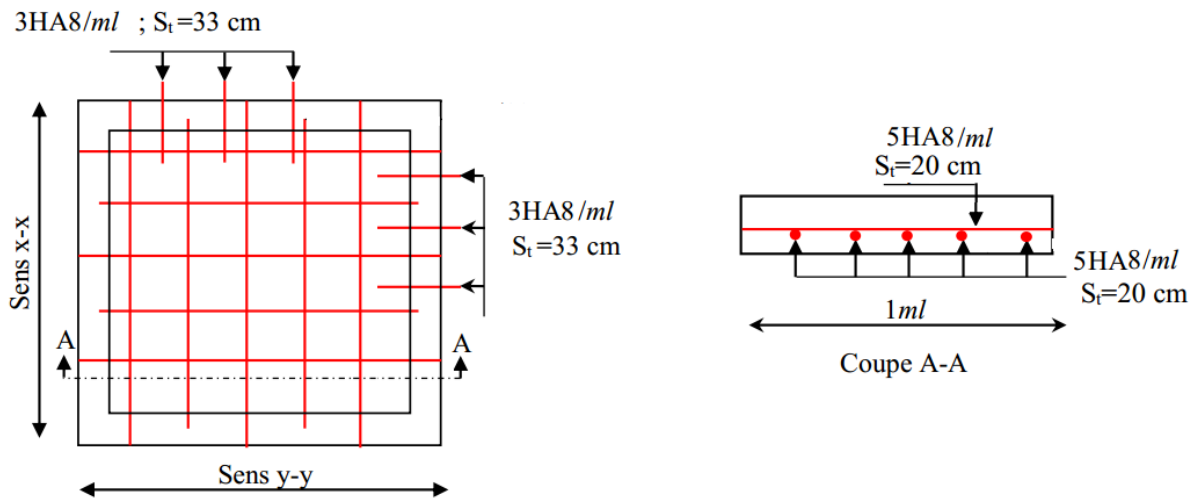


Figure II.17.Schéma de ferrailage de dalle machine

CHAPITRE III

III.1.Introduction

Dans les régions sismiques, nous devons réaliser des constructions dites parasismique afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes. Pour consolider les bâtiments on se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitée. Pour réaliser cette étude dynamique nous avons modélisés notre structure à l'aide du logiciel ETABS 2016.

III.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 matériaux....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.

III.3. Méthodes de calcul

Le RPA99 propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique :
3. La méthode d'analyse modale spectrale.
4. La méthode d'analyse par Accélérogramme

➤ Présentation de la méthode modale spectrale :

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

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

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de $(0,8 V_{st}/V_{dyn})$.

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

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} : \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment. Avec :}$$

- A: coefficient d'accélération de zone.
- D: facteur d'amplification dynamique moyen.
- w: poids total de la structure.
- R: coefficient de comportement de la structure.
- Q: facteur de qualité.

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

$$\begin{cases} \text{groupe d'usage(2)} \\ \text{zone sismique(IIa)} \end{cases} \Rightarrow A = 0.15.$$

✓ Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

$$\checkmark Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.4 p39)}$$

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 III.1. Valeurs des pénalités.

N°	Critère q	Observation		Penalties	
		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	Non	0.05	0.05
05	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	Oui	0	0
06	Contrôles d'exécution	Oui	Oui	0	0

Donc $\begin{cases} q_x = 1.2 \\ q_y = 1.2 \end{cases}$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.5 p41)}$$

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 : $W = 36964.3375 \text{ KN}$.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2. \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s.} \\ 2.5\eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s.} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2 p35)}$$

$$\eta = \sqrt[7]{2 + \xi} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (tableau 4.2)}$$

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 :

$$\xi = 7\% \text{ pour faciliter les calculs, } \eta = 0.882$$

$$\text{✓ On a un site meuble S3} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

✓ Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0.09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$H = 28.26 \text{ m}$: Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

$C_T=0.05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (Tableau 4.6 du RPA99/2003)

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_X = 25.6\text{m}. \\ L_Y = 19.4\text{m}. \end{cases}$$

Donc $\begin{cases} T_x = \min(0.50; 0.61) = 0.50\text{s}. \\ T_y = \min(0.58; 0.61) = 0.58\text{s}. \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

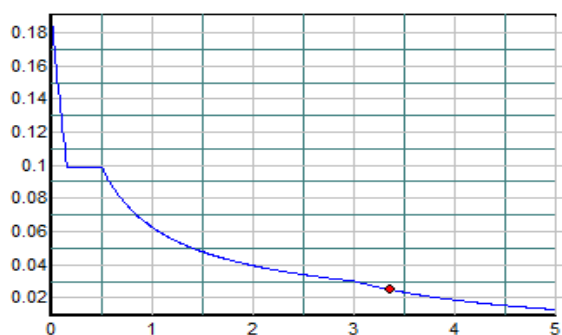
$$D = 2.5\eta \left(T_2/T \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 2.034 \\ D_y = 1.854 \end{cases}$$

La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_{xst} = 2706.64\text{KN}. \\ V_{yst} = 2467.65\text{KN}. \end{cases}$$

➤ Spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1,25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \leq T \leq 3S \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3S \end{cases}$$



Zone :		Groupe d'usage :	
☐ I	☒ IIA	☐ IIB	☐ III
☐ 1A	☐ 1B	☒ 2	☐ 3
Coeff. comportement : 5		Amortissement : 7 %	
Facteur de qualité Q : 1.20			
Site :			
☐ S1: Site Rocheux	☒ S3: Site Meuble		
☐ S2: Site Ferme	☐ S4: Site Très Meuble		

Figure III.1. Spectre de réponse

➤ Résultats obtenus :

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous avons obtenus les résultats suivants :

➤ Disposition des voiles de contreventement :

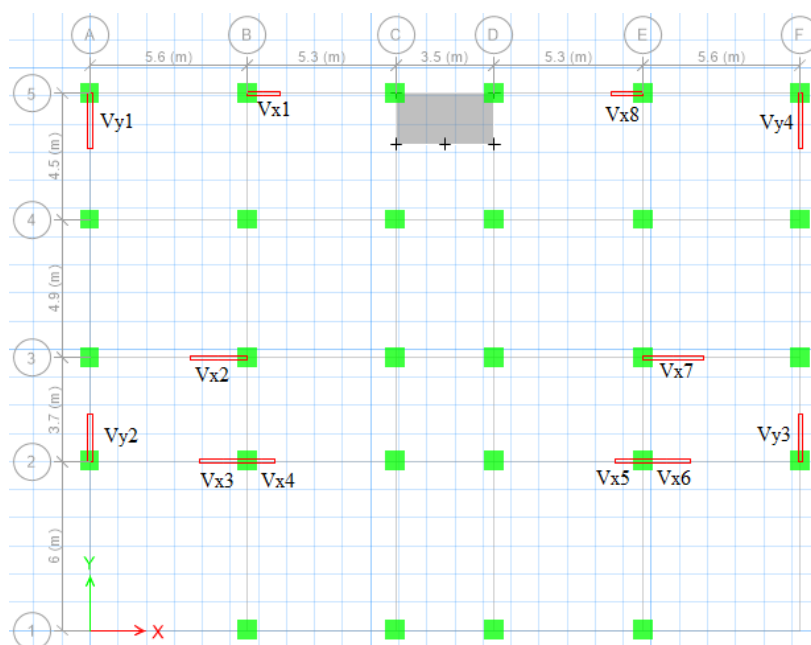


Figure III.2. Disposition des voiles de contreventement

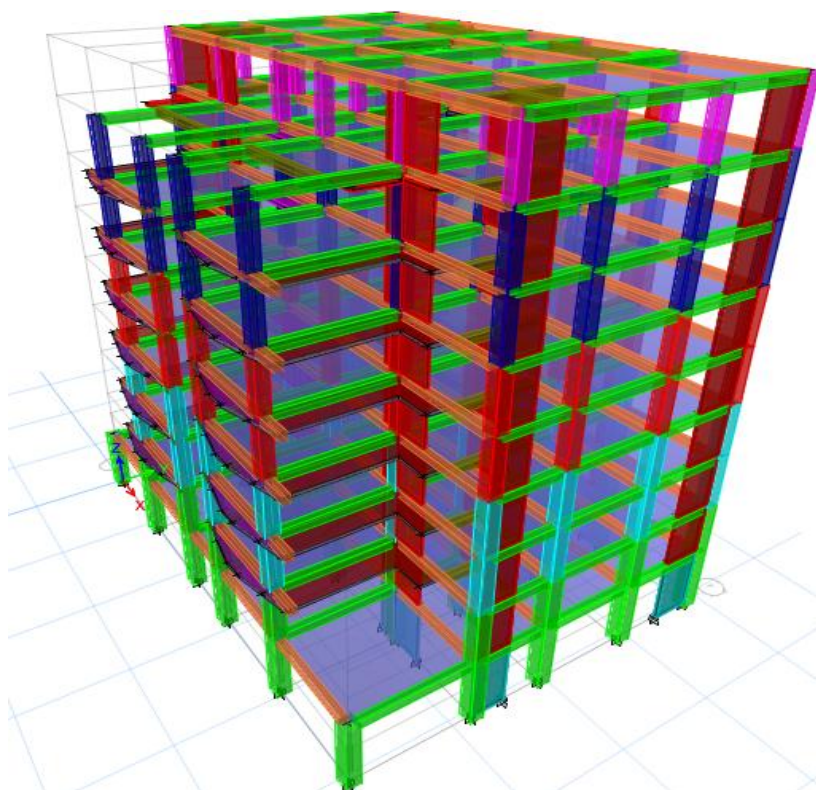


Figure III.3. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS 2016

➤ Période de vibration et participation massique :

Le coefficient de participation massique correspond au i ème mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2. Périodes et taux de participation massique de la structure

Modes	Période(s)	(% de la masse modale		(% Cumulé de la masse	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	0.65	0.0007	0.7418	0.0007	0.7418
2	0.647	0.7361	0.0007	0.7368	0.7425
3	0.525	0.0002	0.00001173	0.737	0.7426
4	0.208	0.000002604	0.1347	0.737	0.8773
5	0.2	0.1321	0.000006802	0.8691	0.8773
6	0.164	0.0003	0.0001	0.8694	0.8774
7	0.109	0.00004152	0.0551	0.8694	0.9325
8	0.103	0.0579	0.0001	0.9273	0.9325

Interprétation des résultats obtenus :

- Les périodes numériques obtenues par le logiciel ETABS 2016 dans les deux premiers modes sont inférieurs à celles calculées après majoration de 30% (RPA99/2003 Art 4.2.4)

$$\text{Les périodes majorées de 30\%} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.65s. \\ T_y = 0.741s. \end{cases}$$

Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

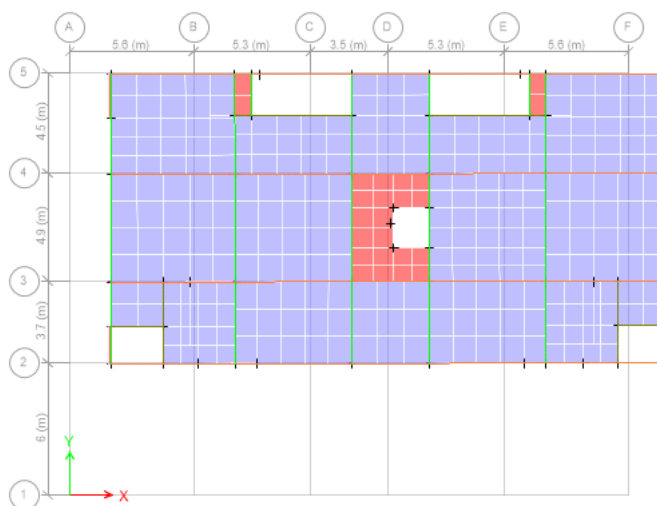


Figure III.4. Mode 1(Translation selon X)

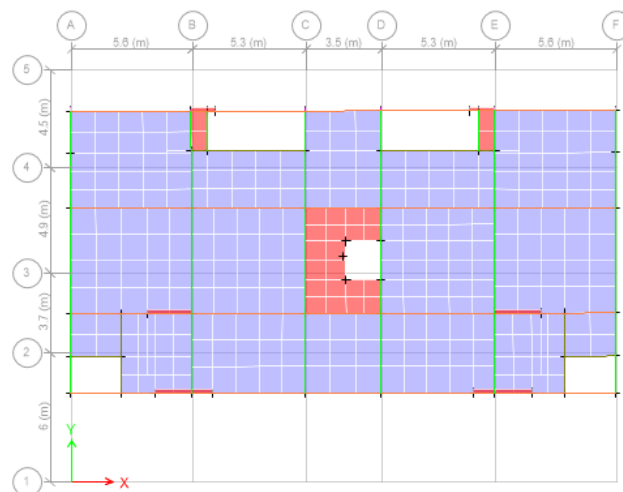


Figure III.5. Mode 2 (Translation selon Y)

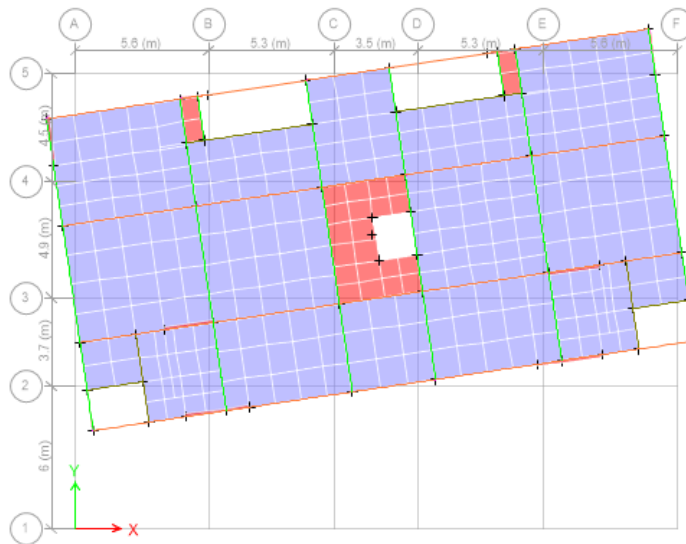


Figure III.6. Mode 3 (Rotation selon Z)

III.4.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 III.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	-33518.574	-7806.51	81.11	18.89
1	-29587.2059	-5940.46	83.28	16.72
2	-25178.7854	-5434.20	82.25	17.75
3	-21104.5547	-4729.16	81.69	18.31
4	-16919.124	-4206.31	80.09	19.91

Tableau III.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales :

Niv	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	754.6895	1457.0525	34.12	65.88	1080.0655	1259.4735	46.17	53.83
1	1269.1133	794.0973	61.51	38.49	1546.5362	672.7569	69.69	30.31
2	1117.9089	816.7409	57.78	42.22	1382.4912	696.4192	66.50	33.50
3	1139.7366	643.2849	63.92	36.08	1351.9029	580.267	69.97	30.03
4	947.0869	642.039	59.60	40.40	1172.8355	507.9124	69.78	30.22
5	867.5537	487.6788	64.02	35.98	1053.2813	436.2242	70.71	29.29
6	644.9022	428.2365	60.09	39.91	805.0505	293.5536	73.28	26.72
7	460.5067	295.338	60.93	39.07	599.1274	228.7055	72.37	27.63
8	357.6251	128.0732	73.63	26.37	419.455	122.7335	77.36	22.64

D'après les tableaux :

- 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 III.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	2303.1739	2165.309629	Vérifiée
Suivant Y-Y	2311.1077	1974.121729	Vérifiée

Remarque :

➤ 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 III.6. Vérifications des déplacements des niveaux :

Niveau	h_k (cm)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
RDC	378	0.0856	0.428	0	0.428	0.113	0.0945	0.473	0	0.473	0.125
1	306	0.2251	1.1255	0.428	0.70	0.228	0.2416	1.208	0.473	0.74	0.24
2	306	0.3933	1.9665	1.1255	0.84	0.275	0.4157	2.079	1.208	0.87	0.284
3	306	0.5763	2.8815	1.9665	0.92	0.299	0.5949	2.975	2.079	0.9	0.293
4	306	0.7547	3.7735	2.8815	0.89	0.292	0.7704	3.852	2.975	0.88	0.287
5	306	0.9165	4.5825	3.7735	0.81	0.264	0.9316	4.658	3.852	0.81	0.263
6	306	1.0567	5.2835	4.5825	0.7	0.229	1.0757	5.378	4.658	0.72	0.235
7	306	1.1579	5.7895	4.5825	1.21	0.394	1.1994	5.997	5.378	0.62	0.202
8	306	1.2376	6.188	5.2835	0.9	0.296	1.3081	6.541	5.997	0.54	0.178

Analyse des résultats :

➤ Justification vis-à-vis de l'effet ($\mathbf{P} - \Delta$) :

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 1^{er} 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 III.7. 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
RDC	378	36964.337	0.43	2303.173	0.018	0.47	2311.107	0.020
1	306	31720.586	0.70	2229.471	0.032	0.74	2234.691	0.034
2	306	27346.544	0.84	2115.937	0.036	0.87	2117.493	0.037
3	306	23108.906	0.92	1949.568	0.035	0.90	1947.420	0.035
4	306	18921.385	0.89	1733.456	0.032	0.88	1730.021	0.031
5	306	14836.887	0.81	1465.750	0.027	0.81	1463.686	0.027
6	306	10776.115	0.70	1152.136	0.021	0.72	1152.807	0.022
7	306	6829.141	1.21	795.522	0.034	0.62	797.269	0.017
8	306	3291.168	0.90	430.011	0.023	0.54	429.078	0.014

Remarque :

On voit bien que la condition du RPA 99/2003 (Art 5.9 p 51) est largement satisfaite, donc l'effet P- Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

➤ 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_{cj} : 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 III.8. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	B (cm ²)	N (KN)	γ	Observation
RDC	4900	2672.553	0.218	Vérifier
Etage2+3	4225	2017.075	0.191	Vérifier
Etage4+5	3600	2018.075	0.224	Vérifier
Etage6+7	3025	1138.142	0.150	Vérifier
Etage8	2500	326.189	0.052	Vérifier

III.5.Conclusion :

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau III.9. Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	Poteaux (cm²)	Voiles (cm)	Poutre Principale	Poutre Secondaire
RDC	70× 70	20	35× 45	35× 40
Etage1		15		
Etage2+3	65× 65			
Etage4+5	60× 60			
Etage6+7	55× 55			
Etage8	50× 50			

Chapitre IV

IV.1.Introduction :

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

IV.2. 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 :

- ❖ $1.35G+1.5Q$
- ❖ $G+Q$
- ❖ $G+Q\pm E$
- ❖ $0.8G\pm E$

✓ 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 : $\Phi_{\max}$: 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 poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

✓ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) 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 et 1^{er} étage) :

: $M_t = 102.252 \text{ KN.m}$ (ELU) $M_a = 62.191 \text{ KN.m}$... (ELU)

Armatures en travée :

$$U_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{162.191 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.405^2 \times 14.2} \Rightarrow U_{bu} = 0.076$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.1 \quad , Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.39 \text{ m}$$

$$U_{bu} = 0.076 < U_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = 4.582 \text{ cm}^2$$

Armatures en appui :

$$U_{bu} = 0.125 \quad \alpha = 0.167 \quad Z = 0.377 \text{ m} \quad A = 7.773 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.5\%(b \times h) \Rightarrow A_{min} = 7.875 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferraillage des différentes poutres.

Tableau IV.1. : Armatures longitudinales des poutres

Niveau	Type de poutre	Section	Endroi	M (KN.m)	V (KN)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopé} (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC +1 ^{er} étage	Poutre principale	35×45	Appuis	102.252	137.823	7.773	7.875	9.24	6HA14
			Travée	62.191		4.582		4.62	3HA14
	Poutre secondaire	35×40	Appuis	99.588	43.658	8.672	7	9.24	6HA14
			Travée	23.057		1.877		3.39	3HA12
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	Poutre principale	35×45	Appuis	85.054	118.032	6.398	7.875	6.79	6HA12
			Travée	61.833		4.67		4.96	3HA12+2HA10

	Poutre secondaire	35×40	Appuis	51.841	42.996	4.45	7	4.96	3HA12+2HA10
			Travée	26.17		2.136		3.39	3HA12
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	Poutre principale	35×45	Appuis	90.881	120.876	6.91	7.875	9.24	6HA14
			Travée	50.047		3.72		4.62	1HA10+3HA12
	Poutre secondaire	35×40	Appuis	89.253	43.502	7.96	7	8.01	3HA14+3HA12
			Travée	29.107		2.446		3.39	3HA12
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	Poutre principale	35×45	Appuis	93.323	124.517	7.057	7.875	8.01	3HA14+3HA12
			Travée	37.855		2.753		3.39	3HA12
	Poutre secondaire	35×40	Appuis	68.616	43.279	5.816	7	6.79	6HA12
			Travée	29.824		2.442		3.39	3HA12
8 ^{eme} étage	Poutre principale	35×45	Appuis	98.696	129.755	7.503	7.875	8.01	3HA14+3HA12
			Travée	61.659		4.543		4.62	3HA14
	Poutre secondaire	35×40	Appuis	52.684	36.459	4.39	7	4.62	3HA14
			Travée	42.408		3.512		4.62	3HA14

Vérification des armatures selon le RPA 99 :

Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

➤ **Poutres principales :**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 45 = 63\text{cm}^2 > A \text{ adopté}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 35 \times 45 = 94.5\text{cm}^2 > A \text{ adopté}$

➤ **Poutres secondaires :**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 40 = 56\text{cm}^2 > A \text{ adopté}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 35 \times 40 = 84\text{cm}^2 > A \text{ adopté}$

- Les longueurs de recouvrement :

- Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \emptyset$

Pour $\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 10 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 40 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 40 \text{ cm}$.

Les armatures transversales :

Soit $\emptyset$ diamètre des armatures transversales donnée par :

$$\emptyset_t \leq \min(\emptyset_{Lmin}; h/35; b/10) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \emptyset_t \leq \min(10; 12.85; 35) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \emptyset_t \leq \min(10; 11.42; 35) \text{ mm} \end{cases}$$

Donc on opte pour : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Soit : 1cadre +1 étrier de $\emptyset 8$ pour toutes les poutres

Calcul des espacements des armatures transversales Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

✓ Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \emptyset_t^{\min}\right)$$

- Poutres principales: $S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}, 14.4\right) = 11.25 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Poutres secondaires: $S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 14.4\right) = 10 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales: $S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

- Poutres secondaires: $S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_{min} = 0.3\% \times S_t \times b = 1.575 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.575 \text{ cm}^2 < A = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée (Poutres principales).}$$

$$A_{min} = 0.3\% \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.35 \text{ cm}^2 < A = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée (Poutres secondaires).}$$

Vérification à l'ELU :

a).Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A_{min} = 1.71 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A_{min} = 1.52 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

b).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 :

$$\tau = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa}) \quad (F. P. N)$$

Tableau IV.2. Vérification de l'effort tranchant :

Poutres	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	137.823	0.972	3.33	Vérifiée
Poutres secondaires	43.658	0.346	3.33	Vérifiée

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

✓ en appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

✓ en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
Principale	9.24	137.823	102.252	3.962	-4.102	Vérifiée
Secondaires	9.24	43.658	109.696	1.255	-8.478	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.

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

$$\text{Calcule de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcule de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4.Vérification de la contrainte limite de 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	131.33	0.136	0.001	12.41	15	vérifiée
	Travées	68.03	0.108	0.0007	7.98	15	vérifiée
Secondaires	Appuis	32.33	0.141	0.001	4.23	15	vérifiée
	Travées	28.39	0.089	0.0005	03.72	15	vérifiée

Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

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 IV.5.vérification de la flèche pour les poutres :

	h_t (cm)	B (cm)	L (m)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{L} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Pp	45	35	5.7	9.24	0.08	0.075	0.006 6	0.01	vérifiée	Vérifiée	vérifiée
PS	40	35	5.3	9.24	0.07	0.075	0.007	0.01	vérifiée	Vérifiée	vérifiée

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres, donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux

Schéma de ferrailage des poutres :

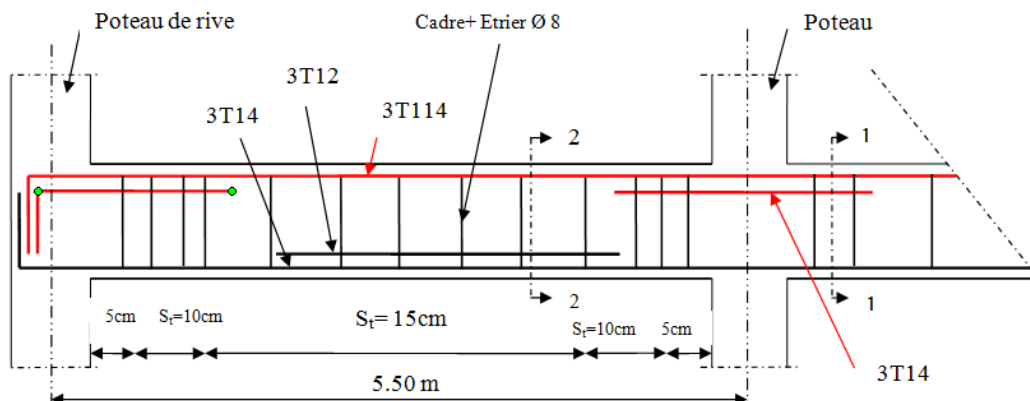


Figure IV.1 : Dispositions constructives de la poutre.

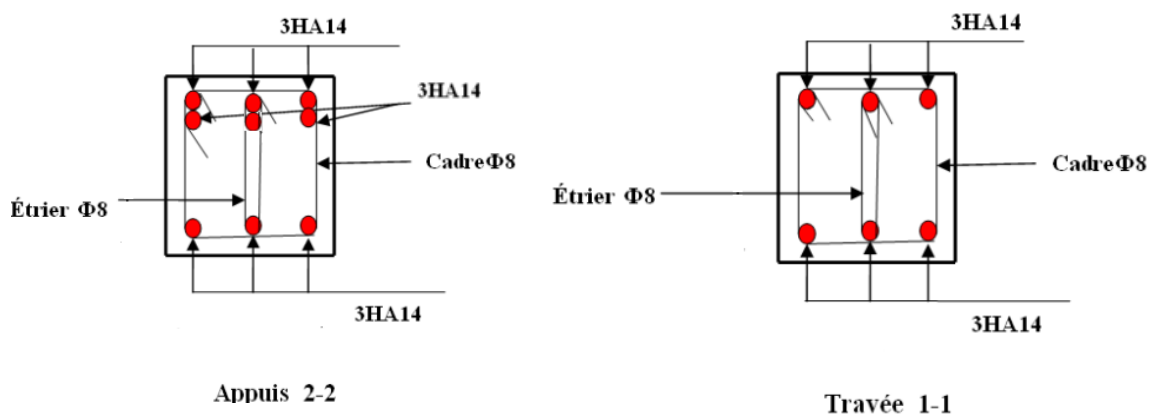


Figure IV.2 : Schéma de ferrailage de la poutre principal(RDC).

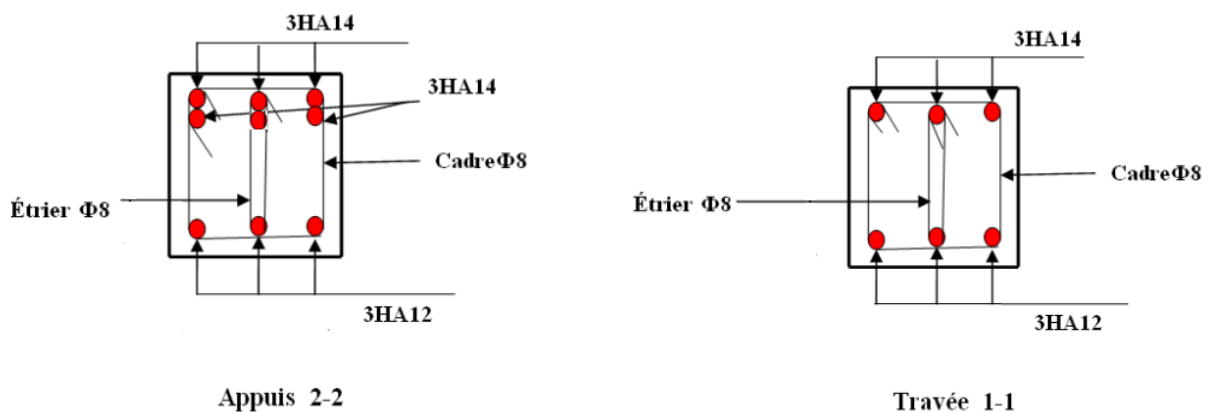


Figure IV.3 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire

IV.3. Études des poteaux :

Les poteaux se sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

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 :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$

- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

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 :

- Elles doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal $A_{\min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone II.
- 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.
- $\Phi_{\min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- La longueur minimal de recouvrement est de $40\phi_l$ en zone II.
- L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- 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' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{b} ; b_1 ; h_1 ; 60cm\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

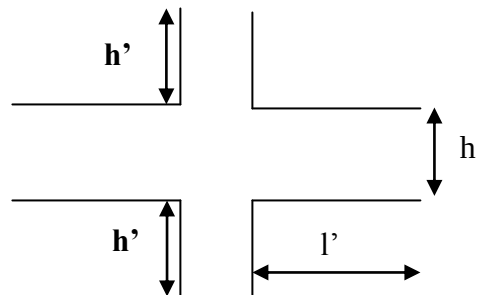


Figure.IV.4. Zone nodale

➤ 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 IV.6 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et 1 ^{er} étage	70x70	39.2	196	294
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	65x65	33.8	169	253.5
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	60x60	28.8	144	216
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	55x55	24.2	121	181.5
8 ^{eme} étage	50x50	20	100	150

b) Les armatures transversales :

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)}$$

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 IV.7: Sollicitations dans les poteaux :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
RDC et 1 ^{er} étage	2746.772	10.487	118.636	2061.714	1295.314	130.953
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	274.861	10.989	162.083	1559.636	978.093	87.353
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	1460.458	14.459	126.937	580.575	695.903	61.234
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	884.357	15.281	62.224	140.004	431.932	51.289
8 ^{eme} étage	331.486	12.500	86.451	131.433	172.891	41.180

Calcul du ferrailage :

a) 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 RDC (70*70)**

$$b = 70 \text{ cm} ; h = 70 \text{ cm.}$$

$$d = 65 \text{ cm} ; d_0 = 5 \text{ cm.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{combinaison durable.}$$

$$\text{acier Fe E400} ; f_{bu} = 18,47 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{combinaison accidentale.}$$

a) Calcul sous N_{max} et M_{cor} (ELU):

$$N_{max.} = 2746.772 \text{ KN} \quad M_{cor} = 10.989 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.04 \text{ m}$$

$e_G = 0.004 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.70/2 = 0.35 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

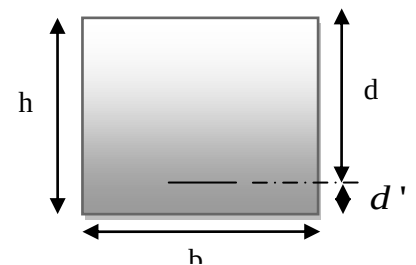


Figure. IV.5.Section du poteau

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - M_{UA} \geq (0.337h - 0.81d_0) b \cdot h \cdot f_{bu} \dots \dots \dots (I)$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - \frac{h}{2}) \Rightarrow 10.989 + 2746.772 \times (0.65 - \frac{0.7}{2}) \Rightarrow M_{UA} = 827.177 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 2746.772 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.05) - 827.177 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.05) \times 0.70^2 \times 14.2$$

0.82 < 1.359 non vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{827.177 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.65^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.196 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.273$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.57 \text{ m}$$

$$\varepsilon_s = 9.32 \times 10^{-3} > 1.74 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$f_{st} = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A_l = 35.76 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} \Rightarrow A_s = -32.92 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0$$

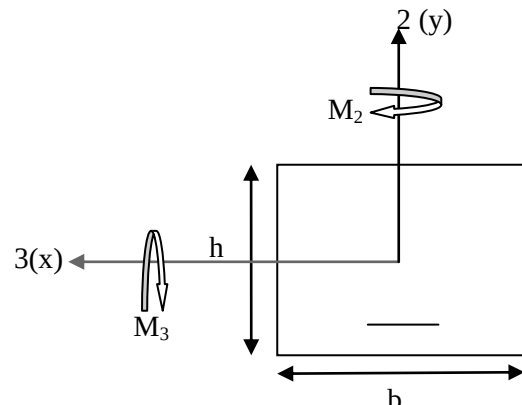


Figure IV.6. Section du poteau à étudier

b) Calcul sous $M_{\max}$ et N_{cor} (G+Q+Ey):

$$M = 118.636 \text{ KN.m}, \quad N_{\text{cor}} = 2061.714 \text{ KN}$$

$$e_G = 0.057 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.35 \text{ m} \text{ Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.}$$

$$M_{UA} = 654.105 \text{ KN.m}$$

$$N(d-d_0) - M_{UA} \geq (0.337h - 0.81d_0) b \cdot h \cdot f_{bu} \dots \dots \dots (I)$$

$$(I) \Rightarrow 582.923 < 1.359 \text{ non vérifiée} \Rightarrow \text{calcul d'une section partiellement comprimée.}$$

$$\mu_{bu} = 0.155 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.211 \\ Z = 0.595 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_l = 27.48 \text{ cm}^2 \\ A_s = -24.06 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad \text{avec: } A_s < 0 \Rightarrow A_s = 0$$

c) Calcul sous $N_{\min}$ et M_{cor} (0.8G+Ey):

$$M = 130.953 \text{ KN.m} \quad N = 1295.314 \text{ KN}$$

$$e_G = 0.101 \text{ m} < h/2 = 0.35 \text{ m} \text{ . Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.}$$

$$M_{UA} = 427.88 \text{ KN.m}$$

$$N(d-d_0) - M_{UA} \geq (0.337h - 0.81d_0) b \cdot h \cdot f_{bu} (I)$$

$(I) \Rightarrow 349.308 < 1.359$ non vérifiée $\Rightarrow$ calcul d'une section partiellement comprimée.

$$\mu_{bu} = 0.102 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.134 \\ z = 0.615m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_l = 17.39 \text{ cm}^2 \\ A_s = -15 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad \text{avec: } A_s < 0 \Rightarrow A_s = 0$$

Le tableau résume le calcul des armatures verticales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau IV.8. Ferrailage des poteaux

Niveau	Section	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{RPA} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$	Barres
RDC et 1 ^{er} étage	70x70	-32.923	39.2	41.21	8HA20+8HA16
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	65x65	-25.461	33.8	36.7	12HA16+4HA20
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	60x60	-18.329	28.8	32.17	12HA16+4HA16
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	55x55	-12.34	24.2	26.51	12HA14+4HA16
8 ^{eme} étage	50x50	-3.773	20	24.63	12HA14

b) Résultats de ferrailage des armatures transversales :

➤ Exemple de calcul :

On prend pour exemple de calcul le poteau du section (70×70 cm²):

$$\checkmark \quad \text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_l \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 3.78}{0.7} = 2.646 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\text{D'où : } A_t = \frac{3.75 \times 74.91 \times 10^{-3} \times 0.15}{0.65 \times 400} \Rightarrow A_t = 1.62 \text{ cm}^2$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

Espacement

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_{l_{\min}}, 15 \text{ cm}) = \min(14 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_{l_{\min}} = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm} \Rightarrow t = 20 \text{ cm}$

✓ Quantité d'armature minimale :

On a : $3 < \lambda_g < 5$, d'où : après l'interpolation on aura

$$\text{-zone nodale : } A_t^{\min} = 0.46\% (t \times b) \Rightarrow A_t^{\min} = 3.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{-zone courante : } A_t^{min} = 0.46\%(t \times b) \Rightarrow A_t^{min} = 4.83\text{cm}^2$$

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Armatures transversales des poteaux :

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{mer} étage et 3 ^{mer} étage	4 ^{eme} étage et 5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage et 7 ^{eme} étage	8 ^{eme} étage
Section du poteau (cm ²)	70x70	65x65	60x60	55x55	50x50
$\phi_{l.\max}$ (cm)	2	2	1.6	1.6	1.2
$\phi_{l.\min}$ (cm)	1.6	1.6	1.6	1.4	1.4
L_0 (cm)	378	306	306	306	306
L_f (cm)	264.6	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	3.78	3.295	3.57	3.894	4.284
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
V_U (KN)	74.910	83.753	100.51 2	70.893	77.453
L_r (cm)	80	80	64	64	64
S_t zone nodale (cm)	15	15	15	10	10
S_t zone courante (cm)	20	20	20	20	20
A^t (cm ²)	2.16	2.61	3.426	2.658	3.227
$A_{\min}^t$ (cm ²) zone nodale	4.83	4.485	4.14	2.53	2.3
$A_{\min}^t$ (cm ²) zone courante	6.44	5.98	5.52	5.06	4.6
$A_{\text{adopté}}^t$ (cm ²)	7.07	6.28	5.72	5.50	4.71
Nombre de barres	9HA10	8HA10	6HA10 +2HA8	7HA10	6HA10

Conformément aux règles du RPA 99/version2003, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. $(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max})$. Ce qui est vérifiée dans notre cas.

➤ **Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement) :**

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement, et donné selon la formule suivante :

$$N_{ul} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

Avec :

α : Coefficient fonction de l'élancement 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 ($0.7 \times l_0$)

$$i : \text{Rayon de giration} \quad i = \left(\frac{I}{A} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{h \times b^3}{12bh} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{h^2}{12} \right)^{\frac{1}{2}}$$

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 IV.10. Vérification du flambement des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	λ	α	Nu (KN)	B_r	B_r^{cal}	Obs.
RDC et 1 ^{er} étage	70x70	3.78	2.646	13.09	0.826	2746.77	0.462	0.151	Vérifiée
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	65x65	3.06	2.142	11.45	0.844	2074.86	0.397	0.111	Vérifiée
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	60x60	3.06	2.142	12.36	0.739	1460.46	0.336	0.089	Vérifiée
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	55x55	3.06	2.142	13.50	0.825	884.36	0.28	0.048	Vérifiée
8 ^{eme} étage	50x50	3.06	2.142	14.84	0.820	331.49	0.23	0.018	Vérifiée

On remarque bien que $B_r < B_r^{cal}$ pour tous les niveaux de notre structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des contraintes de compression :**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N^{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N^{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

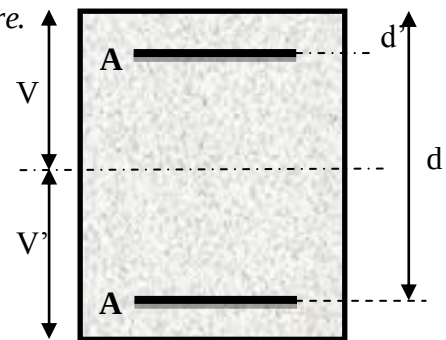


Figure IV.7.Section d'un poteau

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

Tableau IV.11.Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{mer} étage et 3 ^{mer} étage	4 ^{eme} étage et 5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage et 7 ^{eme} étage	8 ^{eme} étage
Section du poteau (cm ²)	70x70	65x65	60x60	55x55	50x50
d (cm)	65	60	55	50	45
A(cm ²)	41.21	36.7	32.17	26.51	24.63
V (cm)	38.36	35.67	32.954	30.114	29.4
V' (cm)	31.64	29.33	27.046	24.88	20.6
I _{yy'} (m ⁴)	0.024	0.018	0.013	0.01	0.006
N ^{ser} (KN)	2000.72	1511.51	1064.34	645.08	242.90
M ^{ser} (KN.m)	7.58	7.97	10.43	11.04	9.17
M _G ^{ser} (KN.m)	74.804	55.884	41.627	27.876	19.857

$\sigma_{bc1}(\text{MPa})$	4.57	4.076	3.662	2.724	1.365
$\sigma_{bc2}(\text{MPa})$	2.678	2.254	1.92	1.191	1.64
$\sigma_{bc}^-(\text{MPa})$	15	15	15	15	15
Obs	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée

➤ **Vérification aux sollicitations tangentielle :**

Selon le RPA99/version 2003(Article 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{D'où, on doit avoir :}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

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

Tableau IV.12. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	$l_f(\text{cm})$	λ	ρ_d	d(cm)	V(KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
RDC et 1 ^{er} étage	70x70	2.646	13.09	0.04	65	74.91	0.164	1	Vérifiée
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	65x65	2.142	11.45	0.04	60	83.753	0.215	1	Vérifiée
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	60x60	2.142	12.36	0.04	55	100.512	0.304	1	Vérifiée
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	55x55	2.142	13.50	0.04	50	70.893	0.257	1	Vérifiée
8 ^{eme} étage	50x50	2.142	14.84	0.04	45	77.453	0.344	1	Vérifiée

➤ **Vérification des zones nodale :**

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastique se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, les RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_E|)$$

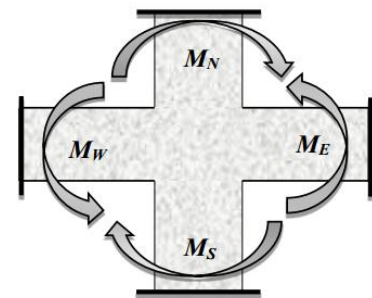


Tableau IV.13. les moments résistant dans les poteaux :

Niveau	Section	Z(m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$M_R(\text{KN.m})$
RDC et 1 ^{er} étage	70x70	63	41021	903.488
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	65x65	58.5	36.67	746.527
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	60x60	54	32.17	604.538
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	55x55	49.5	26.51	456.661
8 ^{eme} étage	50x50	45	24.63	385.704

Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ;

Les résultats de calculs sont injectée directement dans le tableau de vérification des zones nodales.

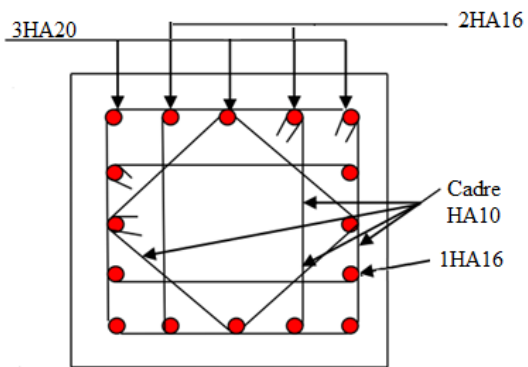
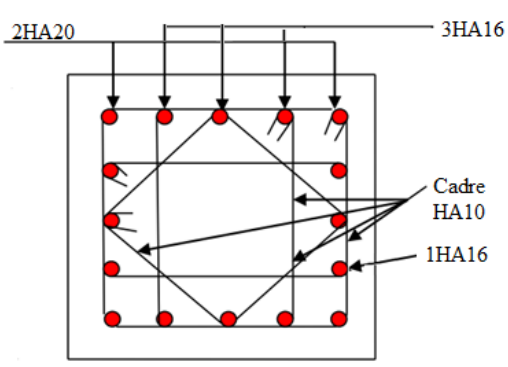
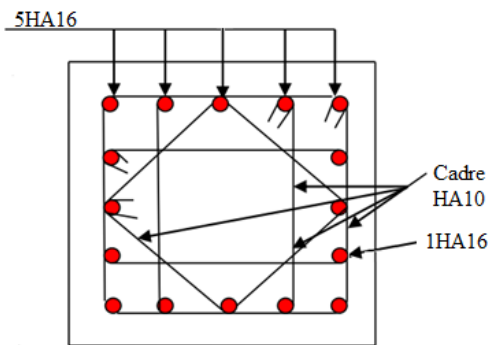
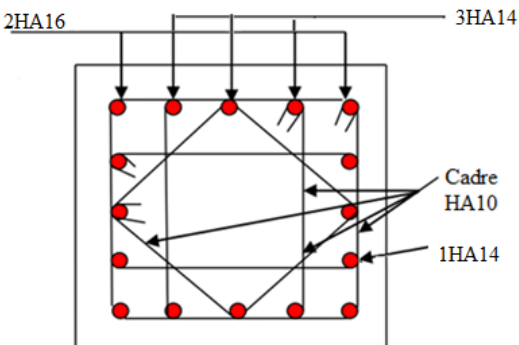
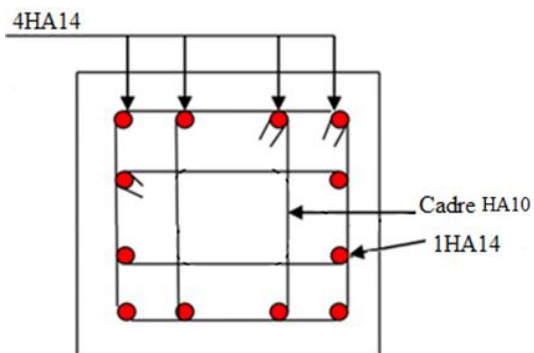
Tableau IV.14 vérification de la zone nodale :

Niveau	M_N	M_S	$M_N + M_S$	M_W	M_E	$1.25 (M_W + M_E)$	Observation
RDC	903.488	903.488	1806.976	202.577	202.577	506.442	Vérifiée
1 ^{er} étage	903.488	903.488	1806.976	202.577	202.577	506.442	Vérifiée
2 ^{eme} étage	746.527	903.488	1650.015	202.577	202.577	506.442	Vérifiée
3 ^{eme} étage	746.527	746.527	1493.054	202.577	202.577	506.442	Vérifiée
4 ^{eme} étage	604.538	746.527	1351.065	202.577	202.577	506.442	Vérifiée
5 ^{eme} étage	604.538	604.538	1209.076	202.577	202.577	506.442	Vérifiée
6 ^{eme} étage	456.661	604.538	1061.041	202.577	202.577	506.442	Vérifiée
7 ^{eme} étage	456.661	456.661	913.322	202.577	202.577	506.442	Vérifiée
8 ^{eme} étage	385.705	456.661	842.366	202.577	202.577	506.442	Vérifiée

Conclusion :

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastique se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Tableau IV.15:Schéma de ferrailage des poteaux.

RDC+1 ^{er} étage	Etages 2 et 3
	
Etage 4 et 5	Etage 6 et 7
	
Etage 8	
	

IV.4. ETUDE DES VOILES :

Le RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ 0.8G\pm E \\ G+Q\pm E \end{array} \right.$$

Recommandation du RPA 99/version2003 :

✓ **Les 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

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

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).

✓ **Les 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.

✓ **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 / m²

Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné

comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $St \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ 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) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) 20Φ 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 :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec } V = 1,4 V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Tableau. IV.16 : Sollicitations max de calcul dans les voiles $V_{x1}=1.15\text{m}$ dans tous les niveaux

Niveau	Voile	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$V_d(\text{KN})$
		N(KN)	M(K.m)	M(KN.)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	V_{x1}	635.024	45.507	279.581	729.041	66.429	335.933	104.542
1 ^{er} et 2 ^{ème} 3 ^{ème} et étage	V_{x1}	462.089	7.529	93.18	406.488	172.334	102.171	65.991
4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	V_{x1}	373.63	1.921	75.212	296.629	132.141	84.493	51.994
7 ^{ème} 8 ^{ème} étage	V_{x1}	222.908	9.984	22.245	170.773	17.285	38.561	22.224

Tableau. IV.17 : Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x2}=2.05\text{m}$ dans tous les niveaux

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(K.m)	M(KN.)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	V_{x2}	1476.152	101.832	1007.963	1635.885	146.017	883.185	325.55
1 ^{er} et 2 ^{ème} 3 ^{ème} et étage	V_{x2}	1159.037	40.345	448.365	1091.913	336.447	400.008	179.027
4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	V_{x2}	816.772	5.246	69.34	698.756	309.443	164.837	128.565
7 ^{ème} 8 ^{ème} étage	V_{x2}	317.107	44.589	97.759	401.696	67.839	45.549	65.75

Tableau .IV.18 Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x3}=1.7m$ dans tous les niveaux

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(K.m)	M(KN.)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	V_{x3}	1010.363	51.107	669.151	1463.581	92.257	606.387	230.128
1 ^{er} et 2 ^{ème} 3 ^{ème} et étage	V_{x3}	856.505	1.936	267.789	881.663	175.9665	266.162	110.681
4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	V_{x3}	588.916	4.643	115.067	528.265	199.768	122.212	85.698
7 ^{ème} 8 ^{ème} étage	V_{x3}	234.958	9.189	50.566	311.012	17.959	40.923	42.632

Tableau.IV.19. Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x4}=1m$ dans tous les niveaux

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(K.m)	M(KN.)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	V_{x4}	666.534	9.559	250.04	919.837	96.82	261.74	106.24
1 ^{er} et 2 ^{ème} 3 ^{ème} et étage	V_{x4}	488.974	13.468	107.389	522.198	81.357	91.089	58.3
4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	V_{x4}	346.546	20.045	79.89	307.717	120.626	56.008	54.403

7 ^{ème} 8 ^{ème} étage	V_{x4}	126.888	20.394	42.039	178.003	19.312	17.865	31.648
--	----------	---------	--------	--------	---------	--------	--------	--------

Tableau. IV.20. Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{y1}=1.95\text{m}$ dans tous les niveaux

Niveau	Voile	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$V_d(\text{KN})$
		N(KN)	M(K.m)	M(KN.)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	V_{y1}	773.154	38.932	77.622	674.997	300.644	119.501	33.79
1 ^{er} et 2 ^{ème} 3 ^{ème} et étage	V_{y1}	666.683	28.487	6.693	493.979	279.76	39.4	8.841
4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	V_{y1}	436.275	69.773	36.136	371.096	117.394	47.82	22.146
7 ^{ème} 8 ^{ème} étage	V_{y1}	249.216	23.446	24.881	196.403	116.885	5.297	4.853

Tableau.IV.21. Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{y2}=1.7\text{m}$ dans tous les niveaux

Niveau	Voile	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$V_d(\text{KN})$
		N(KN)	M(K.m)	M(KN.)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	V_{y2}	657.572	86.657	12.724	652.603	181.761	116.928	1.409
1 ^{er} et 2 ^{ème} 3 ^{ème} et étage	V_{y2}	473.311	6.849	20.033	505.564	97.977	28.851	11.795
4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	V_{y2}	343.484	46.915	49.556	342.633	93.616	9.011	29.952
7 ^{ème} 8 ^{ème} étage	V_{y2}	118.259	121.369	97.57	123.928	27.962	49.949	56.133

➤ **Ferraillage des voiles :**

-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.

$L = 1.15 \text{ m}$, $d = 1.35 \text{ m}$, $e = 0.20 \text{ m}$.

$N_{\max} = 635.024 \text{ KN}$ (traction), $M_{\max} = 45.509 \text{ KN. m}$.

a). Armatures verticales :

$$e_G = \frac{M}{N} \Rightarrow e_G = 0.071 < \frac{l}{2} = 0.575 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'intérieur de la section}$$

Donc la section est entièrement tendue. il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - M_{UA} \geq (0.337h - 0.81d_0) b \cdot h \cdot f_{bu} \dots\dots\dots (I)$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - \frac{h}{2}) \Rightarrow 45.509 + 635.024 \times (1.035 - \frac{1.15}{2}) \Rightarrow M_{UA} = 337.62 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 635.024 \times 10^{-3} \times (1.035 - 0.05) - 337.62 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 1.15 - 0.81 \times 0.05) 0.2 \times 1.15 \times 14.2$$

$$0.287 < 1.133 \text{ non vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{337.62 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.035^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.110 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.147$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.974 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A_l = 9.96 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} \Rightarrow A_s = 28.20 \text{ cm}^2.$$

Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{min} \times \sigma_{max}} ; l_c = L - 2l_t.$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V \Rightarrow \sigma_{max} = \frac{635.024 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.15} + \frac{45.507 \times 10^{-3}}{0.025} \times 0.104542 \Rightarrow \sigma_{max} = 2.951 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V \Rightarrow \sigma_{min} = \frac{635.024 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.15} - \frac{45.507 \times 10^{-3}}{0.025} \times 0.104542 \Rightarrow \sigma_{min} = 2.57 \text{ MPa}$$

$$l_t = 0.39 \text{ m} ; l_c = 0.37 \text{ m}.$$

✓ Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante)

$$\begin{cases} A_{min}^{Z.T} = 0.2\% (e \times l_t) = 1.52 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{Z.C} = 0.1\% (e \times l_c) = 0.78 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

b). Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 104.542 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_h}{0.8 \times f_e} \Rightarrow A_h = 0.631 \text{ cm}^2 \quad \text{avec: } \tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} \Rightarrow \tau_u = 0.505 \text{ Mpa}$$

$$\text{Soit : } S_h \leq \min(1.5e; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_h = 20 \text{ cm}$$

Tableau IV.22 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ém} et 3 ^{ém} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20 × 1.15	0.15 × 1.15	0.15 × 1.15	0.15 × 1.15
M(KN)	45.507	7.529	1.921	9.984
N(KN)	635.024	462.089	373.63	222.908
V (KN)	104.542	65.991	51.994	22.224
τ (MPa)	0.505	0.595	0.468	0.200
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	28.20	19.18	0	0
A_v^{min} (cm ²)	3.45	2.587	2.587	2.587
l_t (cm)	39	33	52	1.15
l_c (cm)	37	49	9	0
A_{tend}^{min} (cm ²)	1.56	1.3	1.56	3.45
A_{comp}^{min} (cm ²)	0.740	0.735	0.135	0
$A_v^{adopté}$ (cm ²)	13.57	7.79	9.11	6.03
N^{bre}	12HA12	8HA10+ 3HA8	12HA8+ 2HA14	12HA8
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.631	0.558	0.439	0.1875
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau IV.23 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ém} et 3 ^{ém} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×2.05	0.15×2.05	0.15×2.05	0.15×2.05
M(KN)	101.832	40.345	50246	44.589
N(KN)	1476.152	1159.037	816.772	337.107
V (KN)	325.55	179.027	128.567	69.75
τ (MPa)	1.235	0.905	0.65	0.353
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	0	0	34.344	16.49
A_v^{min} (cm ²)	6.15	4.61	4.61	4.61
l_t (cm)	205	53.4	77	205
l_c (cm)	0	98.1	51	0
A_{tend}^{min} (cm ²)	8.2	1.602	2.31	6.15
A_{comp}^{min} (cm ²)	0	1.47	0.765	0
$A_v^{adopté}$ (cm ²)	11.06	14.45	17.28	17.28
N^{bre}	22HA8	12HA10+ 10HA8	22HA10	22HA10
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.543	0.85	0.61	0.33
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01	1.01
N^{bre}	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8

$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20
------------------	----	----	----	----

Tableau.IV.24 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ém} et 3 ^{ém} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m^2)	0.20×1.7	0.15×1.7	0.15×1.7	0.15×1.7
M(KN)	51.107	1.936	4.643	9.189
N(KN)	1110.363	856.505	588.916	234.958
V (KN)	230.128	110.681	85.698	42.632
$\tau(\text{MPa})$	1.053	0.675	0.522	0.26
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}(\text{MPa})$	5	5	5	5
$A_v^{cal} (\text{cm}^2)$	48.1	36.35	24.6	10
$A_v^{min} (\text{cm}^2)$	5.1	3.825	3.825	3.825
$l_t(\text{cm})$	50	50	73	170
$l_c(\text{cm})$	70	70	24	0
$A_{tend}^{min}(\text{cm}^2)$	2	1.5	2.19	5.1
$A_{comp}^{min}(\text{cm}^2)$	1.4	1.05	0.36	0
$A_v^{adopté}(\text{cm}^2)$	19.85	13.44	12.56	14.14
N^{bre}	12HA12+ 8HA10	12HA10+ 8HA8	16HA8+ 4HA12	18HA10
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20
$A_h^{cal} (\text{cm}^2)$	1.32	0.633	0.489	0.243
$A_h^{min} (\text{cm}^2)$	0.6	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop} (\text{cm}^2)$	1.57	1.01	1.01	1.01

N^{bre}	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t(cm)$	20	20	20	20

Tableau.IV.25 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x4} dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ém} et 3 ^{ém} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20 × 1	0.15 × 1	0.15 × 1	0.15 × 1
M(KN)	9.559	13.468	20.045	20.394
N(KN)	666.534	488.964	346.546	126.858
V (KN)	106.24	58.3	54.403	31.648
$\tau(MPa)$	0.826	0.604	0.564	0.328
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}(MPa)$	5	5	5	5
$A_v^{cal} (cm^2)$	28.08	20.893	14.863	5.559
$A_v^{min} (cm^2)$	3	2.25	2.25	2.25
$l_t(cm)$	29	30	42	100
$l_c(cm)$	42	40	16	0
$A_{tend}^{min}(cm^2)$	1.16	0.9	1.26	3
$A_{comp}^{min}(cm^2)$	0.84	0.6	0.24	0
$A_v^{adopté}(cm^2)$	9.42	9.42	9.36	7.85
N^{bre}	12HA10	12HA10	8HA10+ 2HA14	10HA10
$S_t(cm)$	20	20	20	20
$A_h^{cal} (cm^2)$	1.033	0.57	0.53	0.307
$A_h^{min}(cm^2)$	0.6	0.45	0.45	0.45

$A_h^{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$	1.57	1.01	1.01	1.01
N^{bre}	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20

Tableau IV.26 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ém} et 3 ^{ém} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20 × 1.95	0.15 × 1.95	0.15 × 1.95	0.15 × 1.95
M(KN)	38.932	28.487	69.773	23.446
N(KN)	773.154	607.583	436.275	249.216
V (KN)	33.79	8.849	22.146	4.853
$\tau(\text{MPa})$	0.135	0.047	0.117	0.025
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}(\text{MPa})$	5	5	5	5
$A_v^{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	24	18.864	13.422	7.818
$A_v^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	5.1	3.825	3.825	3.825
$l_t(\text{cm})$	195	93.7	195	195
$l_c(\text{cm})$	0	7.5	0	0
$A_{tend}^{min}(\text{cm}^2)$	7.8	2.811	5.85	5.85
$A_{comp}^{min}(\text{cm}^2)$	0	0.113	0	0
$A_v^{adopté}(\text{cm}^2)$	30.79	14.07	15.71	10.05
N^{bre}	20HA14	20HA8+ 2HA16	20HA10	20HA8
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20
$A_h^{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	0.168	0.044	0.109	0.024

$A_h^{\min} (\text{cm}^2)$	0.6	0.45	0.45	0.45
$A_h^{\text{adop}} (\text{cm}^2)$	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20

Tableau IV.27 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ém} et 3 ^{ém} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m^2)	0.20×1.7	0.15×1.7	0.15×1.7	0.15×1.7
M(KN)	86.675	6.849	46.915	121.369
N(KN)	657.572	473.311	343.484	118.259
V (KN)	1.40 9	11.795	29.952	56.133
$\tau(\text{MPa})$	0.006	0.072	0.183	0.342
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}(\text{MPa})$	5	5	5	5
$A_v^{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	19.813	0	10.497	3.782
$A_v^{\min} (\text{cm}^2)$	5.10	3.825	3.825	3.825
$l_t(\text{cm})$	170	170	170	170
$l_c(\text{cm})$	0	0	0	0
$A_{\text{tend}}^{\min}(\text{cm}^2)$	6.8	5.1	5.1	5.1
$A_{\text{comp}}^{\min}(\text{cm}^2)$	0	0	0	0
$A_v^{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$	20.36	9.05	14.14	9.05
N^{bre}	18HA12	18HA8	18HA10	18HA8
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20

$A_h^{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	0.007	0.067	0.172	0.321
$A_h^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	0.6	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t \text{ (cm)}$	20	20	20	20

Exemple de ferrailage. Voile Vx1 RDC

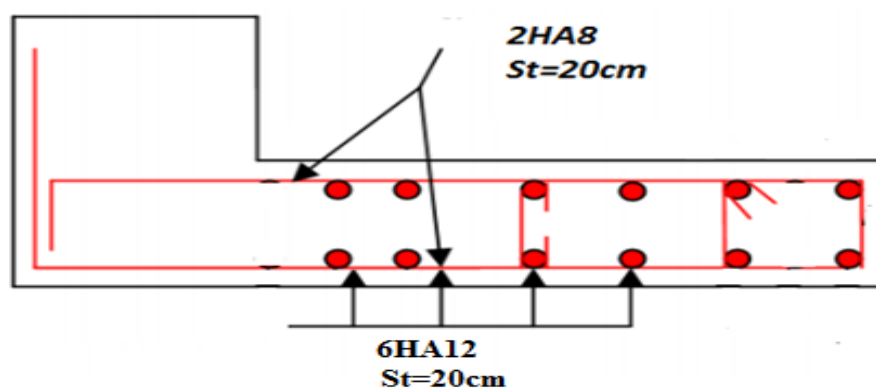


Figure IV.8 : Schéma de Ferrailage du voile Vx1 RDC

Chapitre V

V.1.Introduction :

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure qui ont pour rôle de transmettre les charges provenant de la superstructure au sol dans les meilleures conditions et sans moindre risque d'instabilité ou de fissures probables, et cela ne peut se faire qu'à partir d'une étude bien détaillée sur le sol et sur le type de fondation qu'il faut.

On distingue plusieurs types de fondations :

- Fondations profondes : pieux, puits...
- Fondations superficielles : semelle isolée, filante, ou radier.

V.2.Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- La charge transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

D'après le rapport de sol établie par le laboratoire la contrainte de sol et de 1.26 bar. D'après le RPA99/V2003(Article10.1.4.1) les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

V.3.Etude des fondations :

1-Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section ($a \times a$) d'où les semelles sont carrées

- ($A \times A$) , la vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Avec :

- N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison à l'ELU obtenu par le fichier résultat Etabs 2016.
- S : Surface d'appui de la semelle
- $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre : $N=1979.3786 \text{ KN}$. $\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$ avec : $B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B=3.96\text{m}$

D'après le résultat, On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

2- Vérification des semelles filantes :

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 6 poteaux.

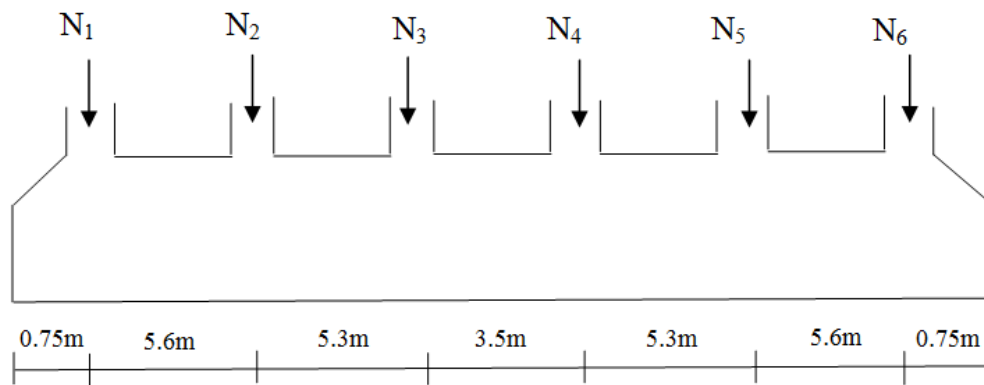


Figure V.1.semelle filante.

Avec :

$$\begin{aligned} N_1 &= 965.79 \text{ KN} & N_2 &= 1999.77 \text{ KN} & N_3 &= 1874.72 \text{ KN} & N_4 &= 1825.95 \text{ KN} \\ N_5 &= 1986.17 \text{ KN} & N_6 &= 1026.03 \text{ KN} \\ N &= \sum N_i = 9678.43 \text{ KN} \end{aligned}$$

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$ avec : $B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B=2.86\text{m} ; L=26.8\text{m}$

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

On à la largeur de notre semelle égale à 2.86m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas, donc on passe à la vérification de l'utilisation du radier général.

3- Étude du radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol.
- ✓ Charges transmises au sol sont importantes.

- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

On opte pour un radier nervuré a fin d'augmenter sa rigidité.

Dimensionnement

- ✓ La condition de coffrage

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$\text{Nervure : } h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \quad ; \quad L_{max} = 6.35m \Rightarrow h_t \geq 63.5cm$$

$$\text{Dalle : } h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \quad \Rightarrow h_r \geq 31.75cm \quad \Rightarrow h_r = 35cm$$

- ✓ La condition de raideur (rigidité)

Pour un radier rigide, il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2} \quad , \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

Avec :

l_e : Longueur élastique; E : Module de Young ; I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc : $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4.10^4 \text{ KN/m}^3$

$$E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN} / m^2.$$

b : Largeur de l'élément considéré par ml.

$$h_t \geq \sqrt{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \quad \Rightarrow h_t \geq 0.999m \quad \Rightarrow h_t = 1m.$$

- La surface du radier :

$N_s = 41569.78 \text{ KN}$: La charge totale transmise par la superstructure tirée à partir de logiciel ETABS 2016.

$$\therefore \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{41569.78}{126} \quad \Rightarrow S_{rad} = 329.91m^2.$$

On à la surface du bâtiment est $S_{bat} = 496.64m^2$ alors : $S_{rad} = S_{bat} = 496.64m^2$.

Les vérifications nécessaires :

- **Vérification au poinçonnement :**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Q_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

h_t : L'épaisseur totale de radier

$$\mu_c = 2 \times (a + b + 2 \times h_t) \Rightarrow \mu_c = 6.8m.$$

Avec : $Q_u = 2746.7726 \times 10^{-3} \leq 5.1 \text{ MN}$. Vérifiée.

➤ Vérification de la contrainte du sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. (DTR BC 2.33.1 (article : 3.541(a))

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} (x_G, y_G)$$

Les caractéristiques géométriques de radier :

$I_x = 18818.755 \text{ m}^4$, et $x_G = 13.3m$.

$I_y = 31995.863 \text{ m}^4$, et $y_G = 10.2m$.

Avec :

σ_{max} et σ_{min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

N : Poids total de la structure. poids du radier = $\gamma \times h \times S_{rad}$

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base.

- Sens x-x :

$N = 41.56 \text{ MN}$ poids du radier = 12.416 MN et $M_y = 52.60 \text{ MN}$ et $M_x = 43.80 \text{ MN}$

$$\sigma_{max} = \frac{53.853}{496.64} + \frac{52.60 \times 13.3}{31995.863} \Rightarrow \sigma_{max} = 0.13 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{53.853}{496.64} - \frac{52.60 \times 13.3}{31995.863} \Rightarrow \sigma_{min} = 0.086 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.119 \text{ Mpa} \leq \sigma_{sol} = 0.126 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

- Sens y-y :

$$\sigma_{max} = \frac{53.853}{496.64} + \frac{43.80 \times 10.2}{18818.755} \Rightarrow \sigma_{max} = 0.132 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{53.853}{496.64} - \frac{43.80 \times 10.2}{18818.755} \Rightarrow \sigma_{min} = 0.085 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.11 \text{ Mpa} \leq \sigma_{sol} = 0.126 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

➤ Vérification de la stabilité au renversement :

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ RPA99 (article 10.1.5).

- Suivant X-X : $e = \frac{43802.256}{53853.449} = 0.813 \leq \frac{19.4}{4} = 4.85$condition vérifier.
- Suivant Y-Y : $e = \frac{52602.484}{53853.449} = 0.976 \leq \frac{19.4}{4} = 4.85$condition vérifier.

Donc il n'y a pas risque de renversement.

➤ **Ferraillage du radier :**

Le radier sera calculé comme une dalle plein renversé, appuyé sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier de dimension :

($L_x=3.5m$, $L_y= 6 m$) : entre nus d'appuis

➤ Calcul des sollicitations :

$$N_u = 56779.26533 KN.$$

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{56779.26533}{496.64} \Rightarrow Q_u = 114.326 KN/m^2.$$

N_u : C'est l'effort ultime

$$N_s = 53.853 KN.$$

$$Q_{s1} = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{53853.449}{496.64} \Rightarrow Q_s = 108.435 KN/m^2.$$

N_s : C'est l'effort normal de service.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.58 > 0.4 \text{ la dalle travaille selon les deux sens.}$$

- à l'ELU:

$$\rho = 0.581 \begin{cases} \mu_x = 0.0851 \\ \mu_y = 0.2703 \end{cases} \quad (\text{Annexe 1})$$

$$\begin{cases} M_x^0 = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^0 = 119.182 KN.m. \\ M_y^0 = 32.215 KN.m. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.75 M_x^0 = 89.386 kn.m. \\ M_t^y = 0.75 M_y^0 = 24.161 Kn.m. \end{cases}$$

En appui :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x^0 = -59.591 KN.m.$$

Le ferraillage se fera pour une section $b \times h_0$

✓ Condition de non fragilité:

On calcule A_{min} :

$$h_r = 35cm; b = 100m; \rho = \quad ; \rho_0 = 0.0008.$$

$$\begin{cases} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 3cm^2. \\ A_{min}^y = 2.4cm^2. \end{cases}$$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

Tableau .V.1.Résumé des résultats de ferrailages

Localisation		$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2/ml)$	$S_t(cm)$
Travée	x-x	89.386	0.07	0.09	28.92	8.88	3	6HA14=9.24	16
	y-y	24.161	0.018	0.022	29.736	2.33	2.4	5HA10=3.93	20
Appui		59.591	0.047	0.060	29.28	5.85	3.62	6HA12=6.79	16

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.16 MPa.$$

$$V_{ux} = \frac{p_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_{ux} = 179.308 KN.$$

$$V_{uy} = \frac{p_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_{uy} = 35.592 KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.597 MPa \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.167 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- à l'ELS

$$\rho = 0.581 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0897 \\ \mu_y = 0.4462 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^0 = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^0 = 91.68 KN.m. \\ M_y^0 = 40.91 KN.m. \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_x^0 \\ M_t^y = 0.75 \times M_y^0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 68.76 KN.m. \\ M_t^y = 30.682 KN.m. \end{cases}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x^0 = -45.84 KN.m.$$

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 MPa.$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau V.2.Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M (KN.m)	Y(m)	I(m ⁴) 10 ⁻⁴	$\sigma_{bc}(MPa)$	Obs	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$	obs
Travée	x-x	68.76	0.0784	8.4125	6.408 < 15	vérifiée	18.113 < 201.63	vérifiée
	y-y	30.682	0.0538	3.6016	4.589 < 15	vérifiée	20.987 < 201.63	vérifiée
Appui		45.84	0.0685	6.5298	4.819 < 15	vérifiée	16.241 < 201.63	vérifiée

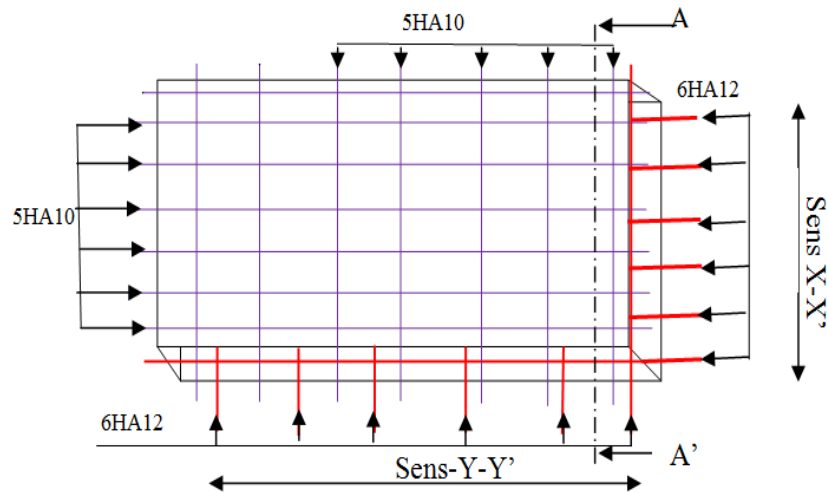


Figure V.2. schéma de ferrailage de radier.

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.

- Charge triangulaire

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

- Charge trapézoïdale

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$\text{On a : } \begin{cases} q_u = 114.326 \text{ KN/m.} \\ q_s = 83.435 \text{ KN/m.} \end{cases}$$

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 :

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2}(l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement avec leur signe.

$$V_1 = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l}; \quad V_2 = -\frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$V = \max(V_1, V_2)$$

Sens x-x :

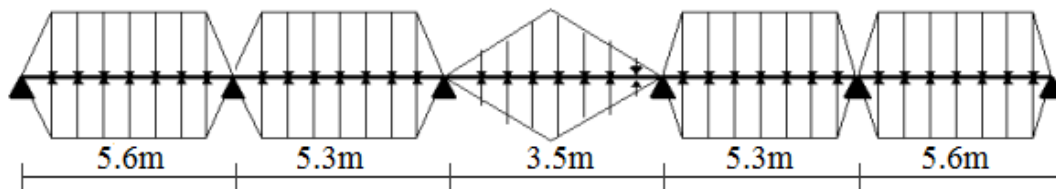


Figure V.3 Répartitions des charges dans le sens X-X.

Sens y-y :

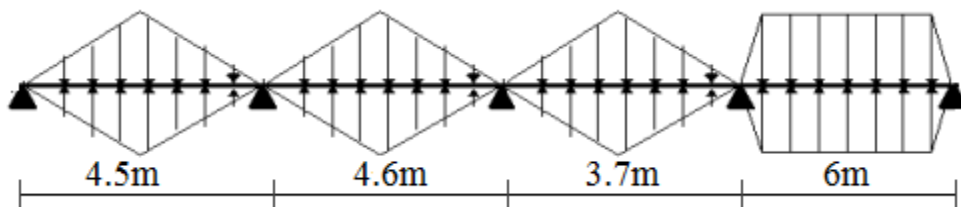


Figure V.4 Répartitions des charges dans le sens Y-Y.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.3. Sollicitations max de la nervure de radier dans le sens x-x (ELU) et à (ELS)

Localisation	Appui	Travée
M_u (KN.m)	-1449.258	1456.670
M_s (KN.m)	-838.490	1063.086
V (KN)	1284.823	

Tableau V.4. Sollicitations max de la nervure de radier dans le sens y-y (ELU) et à (ELS)

Localisation	Appui	Travée
M_u (KN.m)	-1303.166	1944.749
M_s (KN.m)	-951.107	1419.262
V (KN)	-1548.984	

➤ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=100\text{cm}$ $h_0=35\text{cm}$ $b_0=70\text{cm}$ $d=95\text{cm}$.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{10}; \frac{l_y}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{350}{10}; \frac{600}{2}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq 35\text{cm}.$$

$$\text{Donc : } b = 2 \times b_1 + b_0 \Rightarrow b = 140\text{cm}.$$

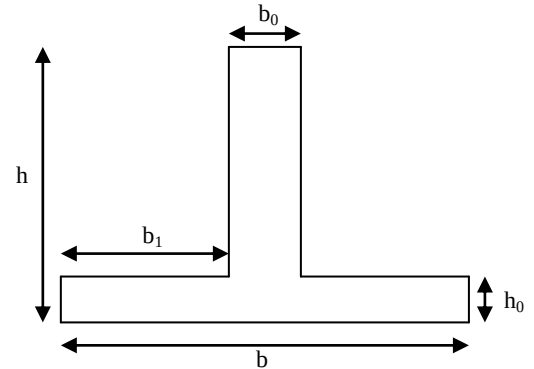


Figure .V.5. Section à ferrailé

➤ **Calcul des armatures :**

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Résumé des résultats de ferraillage des nervures de radier

sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A^{RPA} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
X-X	Travée	1456.67	46.5	10.20	15HA20=47.12
	Appuis	1449.258	45.764	10.20	15HA20=47.12
Y-Y	Travée	1944.749	62.79	10.20	10HA25+5HA20=64.8
	Appuis	1303.166	41.15	10.20	10HA20+5HA16=41.47

➤ **Les vérifications :**

- Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Tableau V.6. Vérification de l'effort tranchant :

Sens	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
x-x	1284.823	0.967	2.5	Vérifiée
y-y	1548.984	1.164	2.5	Vérifiée

- À l'ELS : Vérification des contraintes :

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right] = 201.63\text{MPa}.$$

Tableau V.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	1063.08	0.263	4.18	6.532	15	262.082	201.63	vérifiée
	M_a	838.49	0.263	4.18	5.275	15	206.713	201.63	vérifiée
y y	M_t	1419.26	0.288	3	13.66	15	469.713	201.63	vérifiée
	M_a	951.107	0.244	2.2	10.57	15	457.828	201.63	Vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de d'acier.

localisation		Choix	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (m ⁴) 10 ⁻²	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
x-x	Travée	15HA25	73.63	31.62	5.91	5.687	171.01
	appuis	15HA25	73.63	31.62	5.91	4.486	134.882
y-y	travée	10HA25+5HA25	78.54	32.446	6.2	7.427	197.622
	appuis	10HA25+5HA16	59.14	28.935	5	5.504	188.504

Armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_l\right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min\left(\frac{700}{35}; \frac{600}{10}; 25\right) \Rightarrow \Phi_t \leq 20mm.$$

$$\Phi_t = 10 mm.$$

- Espacement des aciers transversaux : $A_p = 0.2\% \times b_0 \times h = 7 cm^2$.

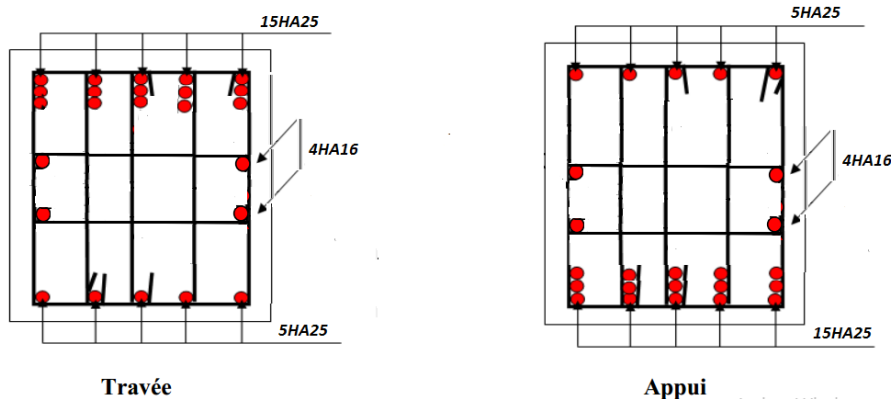
Soit 4HA16=8.04 cm²(cadre entourant les barres des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle)

$$1) S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(85.5; 40cm) = 40cm.$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{8.04 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 70} = 114.857 cm.$$

$$3) S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.8 \times 8.04 \times 10^{-4} \times 400}{0.6 \times (0.967 - 0.3 \times 2.1)} = 21.15cm.$$

$$S_t = 15cm.$$

**Figure V.6.** Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x

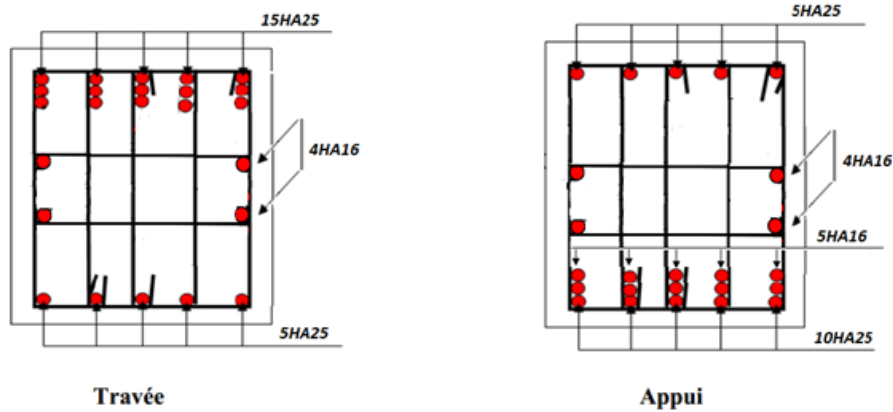


Figure V.7. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens Y-Y

V.4. Voile périphérique

Les ossatures au-dessous de 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 1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - Les armatures de ce voile ne doit pas réduire (diminue) sa rigidité d'une manière importante.
- Caractéristiques des voiles :
- Hauteur $h=3.5\text{m}$.
 - Longueur $L=5.6\text{m}$.
 - Épaisseur $e=15\text{cm}$.
- Caractéristiques du sol :
- poids spécifique : $\gamma = 20.16 \text{ KN/m}^3$
 - angle de frottement : $\Phi = 6^\circ$
 - La cohésion : $C= 0.3 \text{ bar}$
- Evaluation des charges et sur charges :
- Poussée des terres :
- $$G = (h \times \gamma \times tg^2 (\pi/4 - \phi/2)) - 2 \times c \times tg (\pi/4 - \phi/2)$$
- $$G = (3.5 \times 20.16 \times tg^2 (180/4 - 6/2)) - 2 \times 0.3 \times tg (180/4 - 6/2) \Rightarrow G = 55.314 \text{ KN/ml}$$
- Surcharge Accidentelles :
- $$Q = q \times tg^2 (\pi/4 - \phi/2) \Rightarrow Q = 10 \times tg^2 (180/4 - 6/2) \quad \text{avec } q = 10 \text{ KN / m}^2$$
- $$Q = 8.107 \text{ KN/ml}$$
- Ferrailage des voiles :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

à l'ELU :

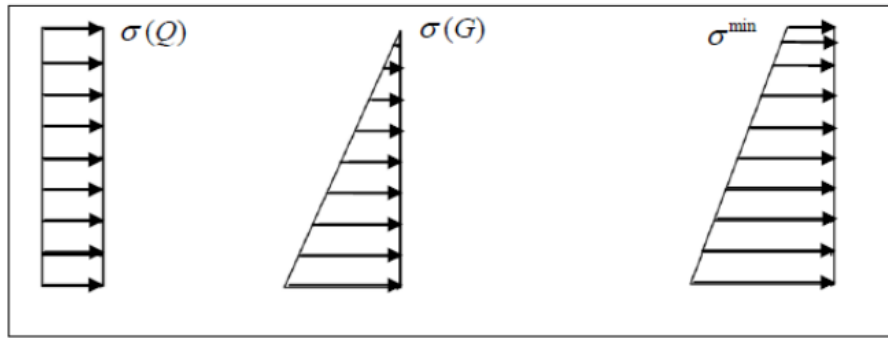


Figure V.8. Répartitions des contraintes sur le mur.

$$\sigma_{min} = 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{min} = 1.5 \times 8.107 \Rightarrow \sigma_{min} = 12.160 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{max} = 1.5 \times 55.314 + 1.5 \times 8.107 \Rightarrow \sigma_{max} = 66.903 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3 \times 66.903 + 12.160}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 52.549 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 68.165 \times 1 = 68.165 \text{ KN/m}$$

$$L_x = 5.6 \text{ m}, \quad L_y = 3.5 \text{ m}, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad e = 15 \text{ cm}.$$

$$\rho = \frac{l_y}{l_x} \Rightarrow \rho = 0.62 > 0.4 \text{ la dalle travail selon les deux sens.}$$

- à l'ELU :

$$\rho = 0.62 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0794 \\ \mu_y = 0.3205 \end{cases} \quad (\text{Annexe II})$$

$$\begin{cases} M_x^0 = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^0 = 66.3 \text{ KN.m.} \\ M_y^0 = 21.25 \text{ KN.m.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_x^0 = 56.355 \text{ KN.m.} \\ M_t^y = 0.85 M_y^0 = 18.062 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x^0 = -33.15 \text{ KN.m.}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section $b \times h = (1 \times 0.20) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.8. Résumé des résultats de ferrailage du voile périphérique

Sens	Localisation	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
Travée	X-X	56.355	0.21	0.31	0.1182	13.7	1.5	7HA16=14.07
	Y-Y	18.062	0.069	0.09	0.1301	3.98	1.5	4HA12=4.52
Appuis		33.15	0.128	0.171	0.1257	7.58	1.5	5HA14=7.70

- Espacements :

$$\begin{cases} \text{sensxx : } S_t \leq \min(2 \times e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{sensyy : } S_t \leq \min(2 \times e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérifications :

A L'ELU:

- Condition de non fragilité :

$$\bullet \quad \begin{cases} \rho = 0.62 > 0.4 \\ e > 12 \text{ cm.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = 1.428 \text{ cm}^2. \\ A_y^{min} = 1.22 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

$$\rho_0 = 0.0008.$$

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

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

- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa, (fissuration nuisible).}$$

$$\text{On a : } V = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V = 25.267 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{25.267 \times 10^{-3}}{b \times d} = 0.187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.458 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

A L'ELS :

$$\sigma_{min} = Q \Rightarrow \sigma_{min} = 8.107 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = G + Q \Rightarrow \sigma_{max} = 55.314 + 8.107 \Rightarrow \sigma_{max} = 63.331 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3 \times 63.331 + 8.107}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 49.502 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.62 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.084 \\ \mu_y = 0.4892 \end{cases} \quad (\text{Annexe II})$$

$$\begin{cases} M_x^0 = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_x^0 = 43.296 \text{ KN.m.} \\ M_t^y = 0.85 M_y^0 = 21.18 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x^0 = -25.468 \text{ KN.m.}$$

Vérification des contraintes :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}.$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \times (d - y).$$

Contraintes dans le béton :

Tableau V.9. Vérification des contraintes à l'ELS

Sens		M(KN.m)	Y(cm)	I(c m ⁴)	$\sigma_{bu} < \bar{\sigma}_{bu}(MPa)$	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s(MPa)$
Travée	x-x	43.296	3.727	9110.414	14.03 < 15	131.15 < 201.63
	y-y	21.18	3.653	8199.29	9.436 < 15	122.39 < 201.63
Appui		25.458	4.547	12391.717	9.341 < 15	200.492 < 201.63

Remarque : La contrainte dans le béton et la contrainte dans les aciers est vérifiées.

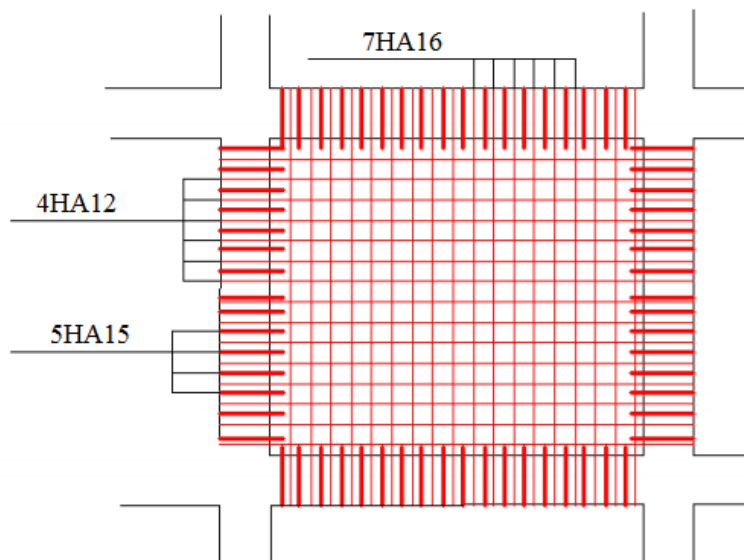


Figure.V.9 : schéma de ferrailage de voile périphérique

Conclusion général :

Ce travail nous a été d'une grande importance puisqu'il nous a permis d'exploiter et d'évaluer nos connaissances acquises durant notre cursus, et d'apprendre les différentes méthodes de calcul, les concepts et les règlements gouvernant le domaine étudié.

D'après les résultats de l'étude que nous avons effectuée, on peut souligner les points ci-après :

Les voiles de contreventement sont d'une très grande importance vis-à-vis la dissipation des efforts horizontaux.

Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économiques et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert à diminuer le coût du projet.

La somme des coefficients de participation massique des modes de vibration représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment, d'où l'utilité des voiles de contreventement qui assurent un bon comportement dynamique de la structure.

Pour la réalisation de cet ouvrage, un contrôle de qualité des matériaux et d'exécution est nécessaire.

La période de vibration nous renseigne si le bâtiment en question est souple ou rigide, ce qui revient à dire que la vérification de la période est nécessaire.

On peut remédier à l'irrégularité de la structure par une disposition appropriée de voiles de contreventement.

La sécurité de la structure soumise aux effets des actions sismiques n'est pas à craindre si les conditions relatives à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, Les déformations et la stabilité de forme sont simultanément observées.

Dans notre cas (groupe d'usage 2), on peut tolérer pour les éléments non structuraux quelques dommages à condition que ces derniers ne soient dangereux pour la sauvegarde des vies humaines.

Le radier général permet d'avoir une distribution uniforme de charges qui lui sont appliquées par la superstructure.

Le modèle construit par le logiciel ETABS 2016 doit se rapprocher le plus que possible de la réalité afin d'avoir une étude plus exacte.

Annexe

Annexe I
Sections réelles d'armature

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	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	19,63	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	80,42	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	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexe II

Dalle rectangulaire uniformément chargée articulée sur leur contour

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

Annexe III

Tab.6.4-valeurs de $M_1(M_2)$ pour $\rho=1$

U/l_x											
U/l_y	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V