

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Génie Civil

Présenté par :

BEDDIAR Imad Abdelkader El Habib

AISSAT Zin El Abidin

Sujet du mémoire

ETUDE D'UN BATIMENT EN BETON ARME (R+10)
A USAGE D'HABITATION IMPLANTE A AIN
TEMOUCHENT .

Soutenu publiquement le 24 - 06 - 2025 devant le jury composé de :

Mr, MIMOUNI

Mr, KLOUCHE. B

Mr, ABADA

Mme, KHARROUBI

Mr, BENYAMINA

Président

Encadreur

Examineur

Examinatrice

Examineur

PROMOTION : 2024/2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Tout d'abord nous remercions avant tous, Allah le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribué à notre formation durant tous les cycles et particulièrement le chef de département

Nous remercions vivement, notre promoteur **Mr** : KLOUCHE IBRAHIM de nous avoir pris en charge, son aide et ses précieux conseils et de nous avoir aidé durant l'élaboration de ce mémoire.

Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de Présider et d'examiner ce Modeste travail.

A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vives et sincères reconnaissances.

Dédicaces

Au nom de Allah

Avec toute ma reconnaissance Je dédie ce modeste travail :

- Mes parents :

A ma mère Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour Dont elle ne cesse de me combler. Que dieu lui procure une bonne santé et une longue vie

A mon père qui je pense serait très fière de moi, qui a toujours me réconforté et m'encouragé

- Mes sœurs, mon frère, mes aimés et mes collègues d'études de ma promotion

Et

- mon binôme Imad Abdelkader el Habib

*- tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible, je vous dis **merci.***

Zinelabidine

Dédicaces

Au nom de Allah

Avec toute ma reconnaissance Je dédie ce modeste travail :

*- Mes parents : qui je pense seraient très
fières de moi, qui m'ont toujours
réconforté et encouragé
Aucun hommage ne pourrait être à la
hauteur de l'amour Dont ils ne cessent de
me combler. Que dieu leur procure une
bonne santé et une longue vie*

*Celui qui j'aime beaucoup et qui m'a soutenue tout au
long de ce projet avec sa patience, son
amour, son soutien et son encouragement :*

*- Mes sœurs, mes cousines, mes frères, mes amies et mes
collègues d'études de ma promotion*

Et mon binôme Zinelabidine

*- tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit
possible, je vous dis **merci**.*

Imad Abdelkader el Halib

ملخص.

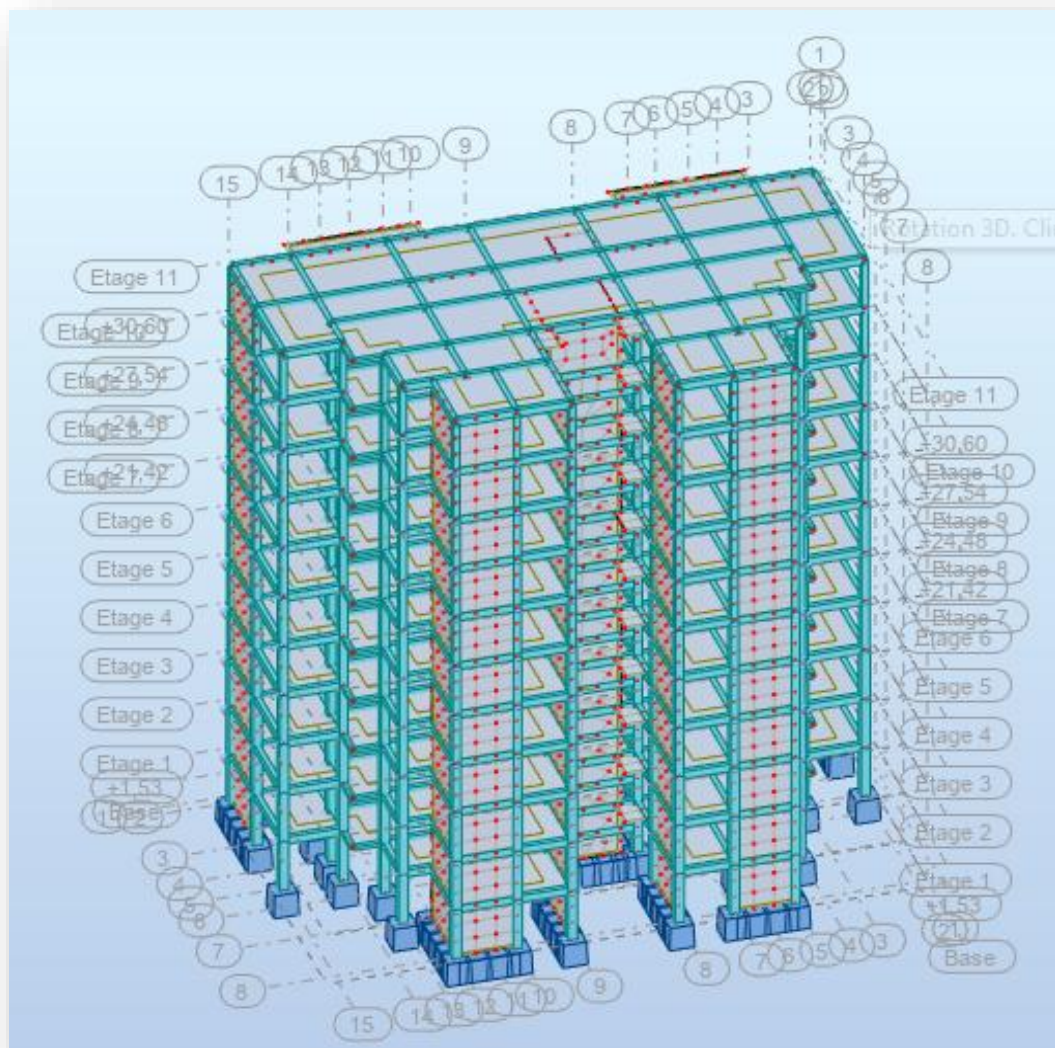
هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية لبناية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة، تتألف من 10 طوابق سكنية و الواقعة في ولاية عين تموشنت ضمن المنطقة الزلزالية رقم 2 1 ومن أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية هي وفقا للمعايير المقاومة للزلازل الجزائرية (RPA/99version 2003)، أما بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبنانية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر .

Résumé

Ce projet consiste principalement en l'étude dynamique d'une structure (R+10) à usage d'habitation. La structure est implantée à wilaya de Ain Temouchent , qui présente une zone de moyenne sismicité (Zone IIA) d'après le classement des zones sismiques donné par les Règlements Parasismiques Algériens (R.P.A 99/03). Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le (BAEL 91).

Summary

This project consists mainly in dynamic analysis of a structure (R + 10) for purpose offices. The structure is located in the Ain Temouchent, which is characterized by a middle seismic activity (Zone IIA) the study is carried out regarding the algerian seismic code R.P.A 99/03. The structural elements dimensionand their reinforcement were carried out according to the algerian reinforced concrete code (CBA93), and the limits states of reinforced concrete (BAEL 91).



Sommaire

CHAPITRE I. INTRODUCTION PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction général.....	01
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	01
I.3 Caractéristiques géométriques.....	01
I.4 Définition des éléments de la structure.....	02
I.4.1. Superstructure.....	02
I.4.2. Infrastructure.....	03
I.5 Caractéristiques des matériaux.....	03
I.5.1 Le béton.....	03
I.5.1.1. Résistance mécanique.....	03
I.5.2 Les Aciers.....	07
I.6 Hypothèse de calcul.....	09
I.7 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites.....	11

CHAPITRE II. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1. Pré dimensionnement des planchers.....	12
II.1.1. Détermination de l'épaisseur des planchers.....	12
II.1.2. Descente de charges des planchers.....	13
II.2.1. Pré dimensionnement des poutres.....	15
II.2.1.1. Pré dimensionnement des poutres principales [P.P]	15
II.2.1.2. Pré dimensionnement des Poutres secondaire [P.S]	15
II.2.2. Pré dimensionnement des poteaux.....	15
II.2.2.1. Dégression des Surcharges d'exploitation.....	17
II.3.1. Étage courant+ RDC.....	17

CHAPITRE III. LES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

III.1 Acrotère.....	24
III.1.1. Introduction.....	24
III.1.2 Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité.....	24
III.1.3. Calcul du ferrailage (E.L.U.)	26
III.1.4. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme.....	27
III.2. Balcon.....	28
III.2.1. Introduction.....	28
III.2.2. Etude des charges et des sollicitations.....	29
III.2.3. 1er type	30
III.2.3.1. Ferrailage.....	30
III.2.3.2. Vérifications.....	31
III.2.4. 2ème types.....	34
III.2.4.1. Ferrailage.....	35
III.2.4.2. Choix des aciers.....	36
III.2.4.3. Vérifications.....	36
III.2.4.4. Schéma du ferrailage.....	39
III.2.5. 3ème types.....	39
III.2.5.1. Ferrailage.....	40
III.2.5.2. Choix des aciers.....	41
III.2.5.3. Vérifications.....	41
III.2.5.4. Schéma du ferrailage.....	44

III.3 L'ascenseur.....	45
III.3.1 Calcul du poids des composants de l'ascenseur.....	45
III.3.2 Calcul de la charge total q_u	46
III.3.2.1 Calcul de la charge de rupture.....	46
III.3.2.2 Calcul des poids des câbles.....	47
III.3.2.3. Calcul de la charge permanente total G	47
III.3.3. Vérification de la dalle au poinçonnement.....	47
III.3.4. Evaluation des moments dus aux charges concentrées.....	48
III.3.5. Calcul du ferrailage de la dalle.....	51
III.3.6. Choix des aciers.....	52
III.3.7. Vérification à l'E.L.S.....	54
III.3.8. Vérification des contraintes dans le béton.....	56
III.3.9. Disposition du ferrailage.....	57
III.3.10. Voile de la cage d'ascenseur.....	59
III.4. les escaliers.....	59
III.4.1. Introduction.....	59
III.4.2. Dimensions des escaliers.....	60
III.4.3. Etude d'un escalier à deux volées.....	61
III.4.4. Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S	62
III.4.5. 1er type.....	63
III.4.5.1. Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U.....	63
III.4.5.2. Ferrailage de l'escalier.....	65
III.4.5.3. vérifications.....	66
III.4.5.4. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S	67

CHAPITRE IV. ETUDE DES PLANCHERS

IV.1 Introduction.....	69
IV.2 Calcul du ferrailage de la dalle de compression.....	69
IV.3 Pré dimensionnement des poutrelles.....	69
IV.4 Méthode de calcul des poutrelles.....	70
IV.4.1 Méthode forfaitaire.....	71
IV.5 Calcul des poutrelles.....	73
IV.5.1 Évaluation des charges.....	73
IV.5.2 Les types de poutrelles.....	73
IV.5.3 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire.....	74
IV.6 Exemple de calcul.....	74
IV.6 .1.1 Type 1	76
IV.6 .1.2 Type 2.....	78
IV.6 .1.3 Type 3.....	82
IV.6 .1.4 Type 4.....	83
IV.6 .1.3. Ferrailages à L'ELU.....	85
IV.6 .1.4. Vérification à l'E.L.S.....	86
IV.6 .1.5. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	86
IV.6 .1.6. Les armatures transversales.....	87
IV.6 .1.7. Compression de la bielle d'about.....	88
IV.6 .1.7. Vérification de la flèche.....	89
IV.6 .1.7. La flèche totale.....	92
IV.6 .2 Plancher Terrasse.....	92
IV.6 .2.1. Type 1.....	93
IV.6 .2.2. Type 2.....	93

IV.6 .2.3. Type 3.....	93
IV.6 .2.4. Type 4.....	93
IV.6 .2.3. Ferrailage.....	94
IV.7 Ferrailage de la dalle de compression.....	95

CHAPITRE V. L'ETUDE SISMIQUE DU BATIMENT

V.1 Introduction.....	98
V.2. Objectif de l'étude dynamique.....	98
V.2 Présentation du logiciel ROBOT.....	98
V.3 Méthode de calcul.....	99
V.4 Méthode d'analyse modale spectrale.....	99
V.4.1 Principe de la méthode.....	99
V.4.2 Spectre de réponse de calcul.....	100
V.4.3 Nombre de mode à considérer.....	100
V.6 Calcul de l'effort sismique à la base.....	101
V.6.1 Principe de la méthode statique équivalente.....	101
V.6.2 Calcul de la force sismique totale.....	101
V.6.2.1. Estimation de la période fondamentale de la structure.....	103
V.6.2.2. Calcul de l'effort.....	104
V.6.2.3. Résultats de l'analyse.....	105
V.7 Calcul des déplacements.....	106

CHAPITRE VI. FERRAILAGE DES PORTIQUES

VI.1. Introduction.....	108
VI.2. Les combinaisons de calcul.....	108
VI.3. Ferrailage des poutres.....	108
VI.3.1. Méthode de calcul.....	108
VI.3.2. Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales.....	109
VI.3.3. Exemple de calcul.....	109
VI.3.3.1. Ferrailage d'une poutre.....	109
VI.3.3.2. Ferrailage des poteaux.....	115

CHAPITRE VII. FERRAILAGE DES VOILES

VII.1. Introduction.....	123
VII.2. Le système de contreventement.....	123
VII.3 Le principe de calcul.....	124
VII.3.1. Méthode de calcul.....	124
VII.3.2. Armatures verticale	125
VII.3.3. Armatures horizontales.....	125
VII.3.4. Armatures transversales.....	125
VII.3.5. Armatures de coutures.....	125
VII.4 Ferrailage des voiles.....	126
VII.5. Disposition des armatures.....	128
VII.5.1 Armatures verticales.....	128
VII.5.2 Armatures horizontales.....	128
VII.5.3 Armatures transversales.....	128

CHAPITRE VIII. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1 Introduction.....	131
VIII.2. Le voile périphérique.....	131

VIII.2.2 Calcul des charges.....	131
VIII.2.3 Calcul des sollicitations.....	132
VIII.2.4 Calcul du ferrailage.....	132
VIII.2.5 Les vérifications.....	133
VIII.3. Etude des fondations.....	135
VIII.3.1 Choix du type de fondations.....	135
VIII.3.1.1 Vérification du chevauchement.....	136
VIII.3.2 Définition du radier.....	136
VIII.3.3 Pré dimensionnement du radier.....	137
VIII.3.4 Ferrailage du radier.....	139
VIII.3.4.1 Méthode de calcul.....	139
VIII.3.4.2 Evaluation des charges.....	139
VIII.3.4.3 Calcul du ferrailage.....	140
VIII.3.4.4 Ferrailage des poutres de libages.....	141
VIII.3.4.5 Les armatures de peau.....	143

Conclusion

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Les déformations limites du pivot.....	10
Tableau II.2 : charge permanente de plancher terrasse.....	13
Tableau II.3 : charge permanente des planchers étage courant.....	13
Tableau II.3 : charge permanente des planchers RDC.....	14
Tableau II.4 : Murs extérieurs.....	14
Tableau II.5 : Dégression des Surcharges d'Exploitation.....	17
Tableau II.6 : Récapitulatif des sections des poteaux rectangulaires des différents étages.....	21
Tableau II. 7 : vérification des poteaux rectangulaires au flambement.....	22
Tableau III.4 : charge permanente du balcon.....	29
Tableau III.2 : Poids des composants de l'ascenseur.....	46
Tableau III.3 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U)	49
Tableau III.4 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S)	55
Tableau III.5 : Evaluation des charges et surcharges (paillasse)	62
Tableau III.6 : Evaluation des charges et surcharges (palier)	63
Tableau III.7 : vérification de La flèche.....	68
Tableau IV.1 : Récapitulatif des résultats des poutrelles terrasse.....	84
Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone.....	101
Tableau V.2 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité.....	102
Tableau V.3 : Coefficient de pondération.....	102
Tableau V.5 : Pourcentage d'amortissement critique.....	103
Tableau V.6 : Périodes et facteurs de participation des masses modales.....	105
Tableau V.6 : la résistance caractéristique du béton à 28 jours ($F_{c28} = 25 \text{ MPa}$)	106
Tableau V.6 : les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.....	107
Tableau VI. 1 : Ferrailage des poutres principales	114
Tableau VI. 2 : Ferrailage des poutres secondaires	114
Tableau VI.3 : Armatures minimales pour les poteaux.....	116
Tableau VI.4 : Sollicitations du premier genre.....	117
Tableau VI.5 : Ferrailage des poteaux.....	119
Tableau VIII.1 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens	140
Tableau VIII.2 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinal.....	142
Tableau VIII. 3 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversal.....	142

Liste des figures

Figure I.1 : Diagramme parabole – rectangle.....	05
Figure I.2 : Diagramme rectangulaire.....	06
Figure.I.3 : Diagramme de déformation – contraintes.....	08
Figure I.4 : Diagramme des déformations limitées de la section.....	10
Figure II. 5: coupe d'un plancher à corps creux.....	12
Figure II.2 : section afférente du poteau.....	16
Figure II. 4: Coupe de voile.....	23
Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère.....	24
Figure III.2 : Ferrailage de l'acrotère.....	28
Figure III.3 : Schéma statique montrant les charges que subit le balcon « 1 ».....	30
Figure III.4 : ferrailage du balcon « 1 ».....	33
Figure III.5 : Schéma statique montrant les charges que subit le balcon « 2 ».....	34
Figure III.6 : ferrailage du balcon « 2 ».....	39
Figure III.7 : ferrailage du balcon « 3 ».....	44
Figure III.8: Schéma d'un ascenseur.....	45
Figure III.9 : Poids des composants de l'ascenseur.....	48
Figure III.10 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.....	48
Figure III.10 : Dessin montrant la concentration des charges.....	49
Figure III.10 : Moments de la dalle.....	50
Figure III.11: Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.....	58
Figure III. 62: Coupe descriptive d'un escalier.	60
Figure III.12: Terminologie de l'escalier à deux volées.....	60
Figure III. 13 : Schéma statique	63
Figure III. 14: Diagramme des moments fléchissant et effort tranchants de l'escalier.....	65
Figure : III.14 : Ferrailage de l'escalier	68
Figure IV.7 : Schéma d'un plancher à corps creux.....	69
Figure IV.2 : dimensionnement de la poutrelle.....	70
Figure IV.3 : Schéma explicatif.	71
Figure IV.4 : Schémas explicatifs.....	72
Figure IV.5 : Schémas explicatifs.....	72
Figure IV.8 : Schéma des poutrelles.....	74

Figure IV.9: Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m].....	77
Figure IV.7: diagramme des efforts tranchant [KN].....	78
Figure IV.8 : diagramme des efforts tranchant [KN].....	81
Figure IV.12 : Schéma de la bielle d'about.....	88
Figure IV 10 : Dessin de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse.....	92
Figure IV.14: Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m].....	93
Figure IV.15: diagramme des efforts tranchants [KN].....	93
Figure IV.17: schéma de ferrailage du Terrasse	95
Figure IV.18 : Ferrailage de la dalle de compression.....	96
Figure V.1 : Analyse de la structure Mode 1 et 2.....	105
Figure VI.1: Dessin de ferrailage des sections des poutres principales.....	115
Figure VI.2: Dessin de ferrailage des sections des poutres secondaires	115
Figure VI.3 : La zone nodale.....	121
Figure VI.4 : Ferrailage des poteaux	122
Figure VII.1 : Schéma du voile + 2 poteaux	126
Figure VII.1 : Schéma du voile + poteaux.....	128
Figure VII. 2 : La disposition du ferrailage du voile.....	130
Figure VIII.1 : Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique.....	132
Figure VIII.2 : Schéma représentant la poutre de libage.....	143

Notations & symboles

A', A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.
A_u : Section d'aciers à l'ELU.
A_t : Section d'armature transversale.
A : Coefficient d'accélération de zone
A_a : section d'armature en appui
A_l : section d'armatures longitudinale
A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements
A_r : section d'armature de répartition
A_x : section d'armature du sens X-X
A_y : section d'armature du sens Y-Y
A₁ : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée
A₂ : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée
B : Aire d'une section de béton.
Br : Section réduite du béton.
B : La largeur (m).
C : Constante de compressibilité.
C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage
C_u : La cohésion du sol (KN/m²).
Cr : Charge de rupture
C_p : facteur de force horizontale
C_s : coefficient de sécurité
D : coefficient d'amplification dynamique
De : Hauteur d'ancrage équivalente (m).
ELS : Etat limite de service.
ELU : Etat limite ultime.
E : Module d'élasticité longitudinale, Séisme.
E_b : Module de déformation longitudinal de béton.
E_i : Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours).
E_s : Module d'élasticité de l'acier.
F : Force.
F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).
F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).
G : Action permanente.
H : La hauteur d'ancrage d'une fondation (m).
h_c : La profondeur critique (m).
J : action permanente avant mise en place des cloisons.
L : Longueur ou portée.
L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
Le : longueur en élévation
L_n : entre axe des nervures
L_p : longueur en plan
M : Moment en général.
Ma : Moment sur appui.
Mu : Moment de calcul ultime.
M_{ser} : Moment de calcul de service.
Mt : Moment en travée.
Mc : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console
Md : moment fléchissant de la droite
Me : masse du câble ; moment au centre de la section
Mf : moment fléchissant totale
Mg : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment du au garde-corps

NOTATIONS ET SYMBOLES

M_j: moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons
M_l: masse linéaire
M_w: moment fléchissant de la gauche
M_x: moment fléchissant du sens x-x
M_y: moment fléchissant du sens y-y
M₀: moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
M₁: moment par rapport aux armatures tendue ; coefficient de Pigeaud
M₂: coefficient de Pigeaud
N: effort normal
N_e: effort normal au centre de la section
N_{pp}: effort normal du au poids des poutres principales
N_{ps}: effort normal du au poids des poutres secondaire
N_{c max}, N_{q max}: Termes de portance pour les fondations profondes.
N_s: Effort normal de service.
N_u: Effort normal ultime
N_r: Poids du radier (KN).
N_{Tot}: Poids total transmis par la superstructure (KN).
P: Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
Pradier: Poids du radier (KN).
Q_p: Résistance de pointe d'un pieu.
Q_s: Frottement latéral.
Q_l: Charge limite d'un pieu
R: Coefficient de comportement global.
S: Section.
S_r: surface du radier (m²)
S_t: Surface totale du bâtiment (m²).
T: Effort tranchant.
T₂: Période caractéristique, associé à la catégorie du site.
T_x: période fondamentale dans le sens x-x
T_y: période fondamentale dans le sens y-y
U_c: périmètre du contour
V: Effort tranchant. ; Action sismique
V_{ser}: Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.
V_u: Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.
V_t: effort sismique à la base de la structure.
W_p: poids de l'élément en considération.
W: Poids total de la structure.
Z: Coordonnée d'altitude, bras de levier
Z: Profondeur au-dessous de la fondation (m).
a: Une dimension (en général longitudinale) longueur ; distance ; dimension.
b: largeur
b₀: largeur de la nervure.
b₁: largeur de poteau.
c: *enrobage* .
d: hauteur utile.
e: Excentricité, épaisseur.
f: Flèche
f_e: Limite d'élasticité.
f_c: contrainte caractéristique du béton à la compression.
f_t: contrainte caractéristique du béton à la traction.
h_t: Hauteur total du radier (m).
h_N: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
h_c: hauteur du corps creux.
h_d: hauteur de a dalle.
h_e: hauteur libre.
h_{moy}: hauteur moyenne.

NOTATIONS ET SYMBOLES

h' : hauteur de la zone nodale
 h_1 : hauteur du poteau.
 σ_b : Contrainte de compression du béton.
 σ_s : Contrainte de compression dans l'acier
 σ : Coefficient de poison
 σ : Contrainte normale.
 γ_h : Poids volumique humide (t/m^3)
 γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m^3)
 α : Angle de frottement interne du sol (degrés).
 σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
 $q_{s\ max}$: Frottement latéral unitaire limite
 q : Contrainte transmise par la structure au sol (bars).
 q_u : Contrainte effective de rupture de la semelle (bars).
 q : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).
 k_c : Coefficient de portance.
 σ : Contrainte de béton ou d'acier i.
 τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement.
 q_{ref} : Contrainte de référence appliquée par la semelle au sol
 q_u : Contrainte ultime (limite, de rupture) du sol.
 Ψ : Coefficient de pondération.
 ε : coefficient de réponse.
 δ : coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement.
 Σ : sommation.
 $\emptyset$: diamètre d'armature transversale ou treillis soudés.
 ρ : rapport de deux dimensions.
 ν : coefficient de poisson.
 μ : moment réduit.
 λ : élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimensions.
 θ : déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction.
 η : coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement.
 ξ : pourcentage d'amortissement critique.
 β : coefficient sans dimension, coefficient de pondération.
 γ : coefficient partiel de sécurité, rapport des moments.
 α : angle, coefficient sans dimension.
 y_1 : ordonnée du centre de gravité de la section homogène.
 Y : ordonnée.
 X : abscisse.
 t : espacement ; période.
 s : espacement.
 q_p : charge linéaire du palier.
 q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service.
 q_l : charge linéaire.
 q_{eq} : charge linaire équivalente.
 q_b : charge linaire induite par les marches.
 l_0 : longueur libre.
 l_y : la grande dimension du panneau de la dalle.
 l_x : la petite dimension du panneau de la dalle.
 l_0 : longueur de flambement.
 l : longueur ; distance.
 j : nombre des jours.
 i : rayon de giration.

Chapitre I

INTRODUCTION & PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction général

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier. La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (CBA93, RPA99modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2 Présentation de l'ouvrage

Dans ce mémoire on se propose d'étudier un bâtiment (R+10) en béton armé à usage d'habitation dont le système de contreventement est assuré par des voiles et des portiques.

La structure est implantée dans la ville de Ain Témouchent, région classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le code parasismique algérien le RPA99/2003.

Le bâtiment est composé de:

- Rez-de-chaussée usage d'habitation.
- Dix étages à usage d'habitation avec logements de type F3 F4.

I.3 Caractéristiques géométriques

a) Géométrie du bâtiment :

Longueur totale du bâtiment	32.00 m
Largeur totale du bâtiment.....	19.60 m
Hauteur du R.D.C.....	3.06 m
Hauteur des étages courants (1 ^{ier} – 10 ^{ème}).....	3,06 m
Hauteur totale de la structure	33.66 m

I.4 Définition des éléments de la structure:

I.4.1. Superstructure

a) L'ossature :

Cet ouvrage est en béton armé et pour qu'il résiste à l'effort sismique, le RPA99/2003 exige que pour toutes les structures qui dépassent une hauteur de 17 mètres en Zone IIa, le type de contreventement sera mixte (voile-portique) ou voile.

b) Planchers :

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols, dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance : il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique.

On distingue deux types :

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

c) Maçonnerie :

- Ils se composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit.
- Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois de brique creuse de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont des cloisons de distribution en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

d) Escalier:

Ce bâtiment est équipé de plusieurs types d'escaliers.

e) Revêtement:

- Enduit en ciment pour le sous plafond.
- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade, et en plâtre pour les murs intérieurs
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

I.4.2. Infrastructure

Suivant les résultats des essais de laboratoire et des essais in situ, la structure projetée peut être posée sur des semelles filantes ou radier général.

I.5 Caractéristiques des matériaux

Notre bâtiment sera construit en béton armé, matériau composé de béton et de barres d'acier .

I.5.1 Le béton

On appelle béton une pâte malléable constituée par un mélange dans des proportions convenables de ciment, sable, granulas et eau de gâchage. Le béton utilisé est dosé à 350Kg/m³ de ciment CEMI 32,5 (CPA325).

Les compositions retenues par m³ sont :

- 400 L.....de sable.
- 800 L.....de gravier.
- 175 L.....d'eau.

1.5.1.1. Résistance mécanique

1- Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \\ f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \end{cases}$$

Pour 28 jours < j < 60 jours, on prend : $f_{cj} = f_{c28}$.

Pour $j \geq 60$ jours, on prend $f_{cj} = 1,1f_{c28}$; (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).

Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

2- Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} ; \text{ Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}.$$

3- Définition des états limitent :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories:

A) Etat limite ultime:

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

B) Etat limite de service:

Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures ou déformations excessives des éléments porteurs).

4- Déformation et contraintes de calcul:**A) Etat limite de résistance :**

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "Parabole – rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

a.1) Diagramme parabole – rectangle :

C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

σ_{bc} : La contrainte de compression du béton

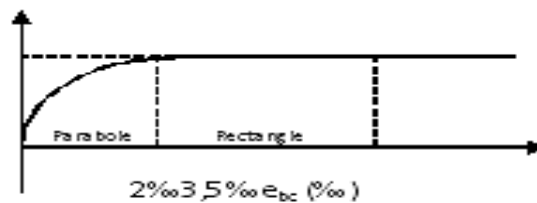


Figure I.1 : Diagramme parabole – rectangle.

La contrainte du béton comprimé :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\Phi \times \gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas général} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas des combinaisons accidentelles} \end{array} \right.$$

Avec:

ε_{bc} : Déformation du béton en compression ;

σ_{bc} : Contrainte de calcul pour $2 \text{ ‰} < \varepsilon_{bc} < 3,5 \text{ ‰}$;

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours ;

γ_b : Coefficient de sécurité avec : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \rightarrow \text{Cas général} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{Cas accidentelles} \end{array} \right.$

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

B) Etat limite de service :

La contrainte limite de service en compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

b.1) Diagramme rectangulaire :

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée ou en flexion simple

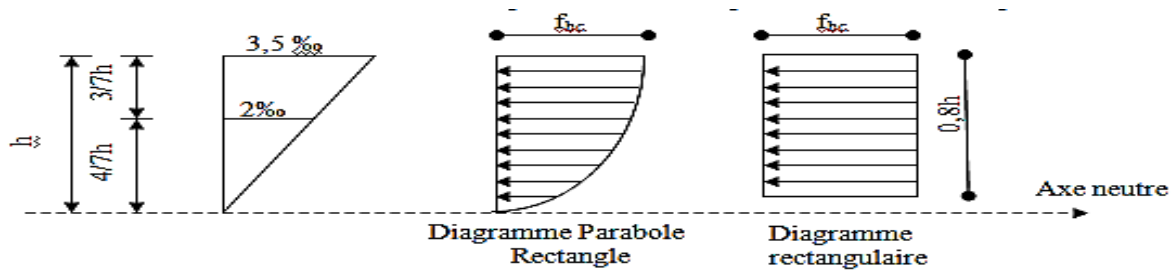


Figure I.2 : Diagramme rectangulaire.

b.2)- Contrainte admissible de cisaillement:

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa}\right); \text{ Pour une fissuration peu préjudiciable ;}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa}\right); \text{ Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant

ultime τ_u . $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$

Avec : $\begin{cases} b_0 : \text{largeur de la pièce} \\ d : \text{hauteur utile} \end{cases}$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,50} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,34 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 3,34 \text{ MPa ; Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,50} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 ; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 2,5 \text{ MPa ; Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

C) Modules de déformation longitudinale du béton:**c.1)- Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de j jour égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

c.2)- Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

D) Module de déformation transversale:**d.1)- Coefficient de poisson :**

Le coefficient de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué.

La valeur de ce module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

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

Où : ν est le coefficient de poisson

$\nu = 0$; Pour le calcul des sollicitations (dans E.L.U.) $\rightarrow G = 16082,1$

$\nu = 0,2$; Pour le calcul des déformations (dans E.L.S.) $\rightarrow G = 13401,75$

I.5.2 Les Aciers :

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface :

- Ronds lisses bruts obtenue par laminage ;
- Barres à haute adhérence obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur ;
- Fils à haute adhérence obtenue par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage et/ou laminage à froid ;
- Treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence.

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal ($\emptyset$). Sauf accord préalable avec le fournisseur, la longueur développée des barres n'excédera pas 12 m (longueur commerciale courante).

Le poids volumique de l'acier est de : 78,5 kN/m³ et son module d'élasticité longitudinal est de : 200000 MPa.

1. Diagramme déformation - contrainte :

Pour cette étude, on utilise des aciers longitudinaux (feE400) et des aciers transversaux (feE235). Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes: $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 ; \text{ Cas générale, on a } \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1,00 ; \text{ Cas des combinaison accidentelles, on a } \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

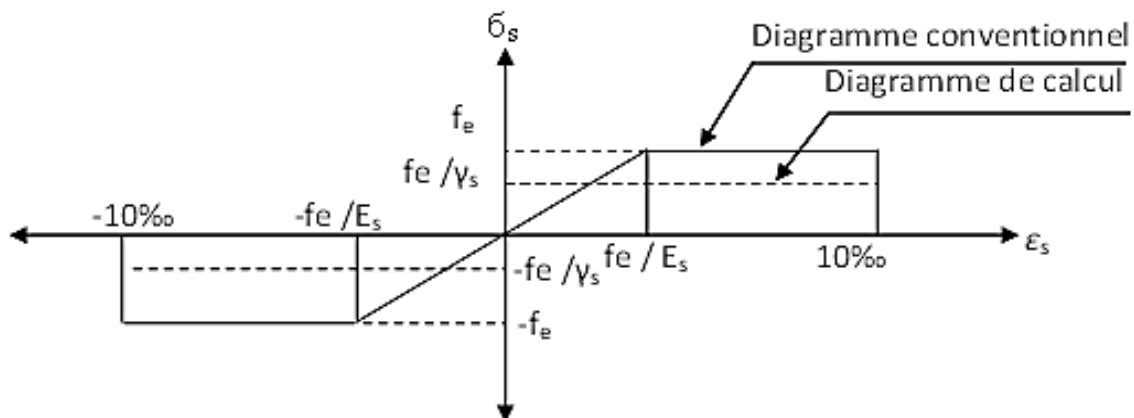


Figure.I.3 : Diagramme de déformation – contraintes

2. Contraintes limites de traction des armatures :

$\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$; (Pas de limitation) $\rightarrow$ Fissuration peu préjudiciable

$$\begin{cases} \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right) \\ \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable} \\ \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right. \\ \left. \sigma_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times 400 ; 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable} \right. \\ \left. \sigma_{st} = 165 \text{ MPa} \right. \end{cases}$$

η : Coefficient de fissuration ;

$$\begin{cases} \eta = 1 \rightarrow \text{Pour rond lisse ;} \\ \eta = 1,6 \rightarrow \text{Pour haute adhérences avec } \Phi \geq 6 \text{ mm ;} \\ \eta = 1,3 \rightarrow \text{Pour haute adhérences avec } \Phi < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton ;

f_e : Limite d'élasticité des aciers.

I.6 Hypothèse de calcul:

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R.
- Etats limites de service E.L.S.

a) E.L.U.R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003). On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

- Hypothèses de calcul:

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le raccourcissement du béton est limité à : $\begin{cases} \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \rightarrow \text{Flexion composée} \\ \varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \rightarrow \text{Compression simple} \end{cases}$
- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
- Le béton en compression ;
- L'acier en traction et en compression.

- **Règles des trois pivots:**

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Tableau I.1 : Les déformations limites du pivot.

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier $10^0/_{00}$
B	2	Raccourcissement unitaire du béton $3,5^0/_{00}$
C	3	Raccourcissement unitaire du béton $2^0/_{00}$

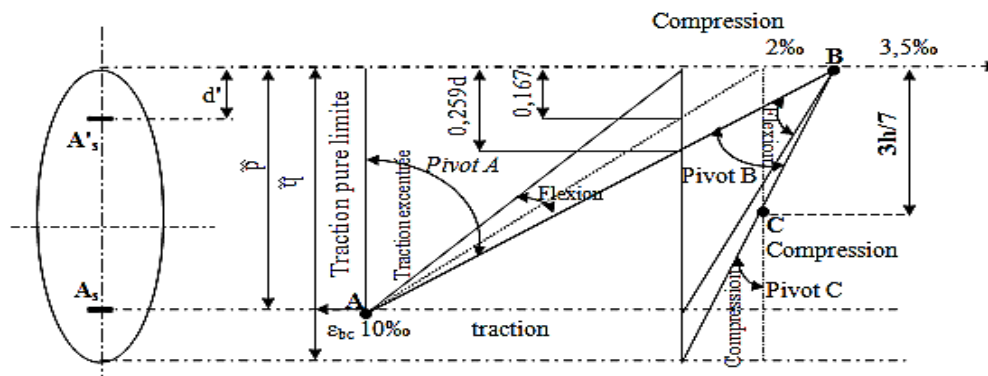


Figure I.4 : Diagramme des déformations limitées de la section.

b) E.L.S:

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées dépassant des contraintes limites.

- **Hypothèses de calcul:**

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- Le béton tendu est négligé ;

- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{cases}$$

Pour convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; \text{Coefficient d'équivalence.}$$

I.7 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites:

- **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35.G + 1,5.Q$$

- **Etat limite de service:**

Combinaison d'action : $G+Q$

Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \begin{cases} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{effort du séisme} \end{cases}$$

Chapitre II

PREDIMENTIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui Lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort Comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre structure, on utilise de types de planchers :

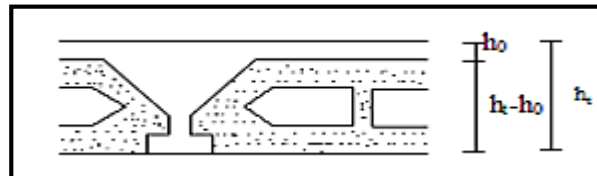


Figure II. 1: coupe d'un plancher à corps creux

HT : L'ÉPAISSEUR TOTALE DU PLANCHER.

L: LA PLUS GRANDE PORTEE ENTRE NUS D'APPUIS DES POUTRELLES.

II.1.1. Détermination de l'épaisseur des planchers

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

$$ht/L \geq 1/22,5 \Rightarrow ht \geq L/22,5$$

L : LA PORTEE MAXIMALE ENTRE NUS D'APPUIS.

HT : HAUTEUR TOTALE DU PLANCHER.

$$L = \min[L_{\max}(\text{sens } x) ; L_{\max}(\text{sens } y)] \Rightarrow L = \min[5.80; 4.65] \quad L_{\max} = 4.65 \text{ m}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow ht \geq \frac{L}{22,5} = \frac{465 - 40}{22,5} = 18.88 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 20 \text{ cm} \quad \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{épaisseur du corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

II.1.2. Descente de charges des planchers

a) - Charge Permanente :

a.1) Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1: charge permanente de plancher terrasse

Plancher	P (KN/m ²)
Protection en gravions roulé (e=5cm)	0,85
Étanchéité multicouche (2cm)	0,12
Forme de pente en béton (10cm)	2,2
Isolation thermique à liège (e=2cm)	0,08
Plancher en corps creux (ep = 16+4) cm	2,80
Enduit en plâtre(e=2cm)	0,2
	G = 6.24
	Q =1.00

a.2) plancher étage courant

Tableau II.2 : charge permanente des planchers étage courant

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
1 - Revêtement en carrelage (2 cm)	2×0.2	0.40
2 - Mortier de pose (2cm)	2 ×0.2	0.40
3 - Sable fin pour mortier (2cm)	18×0.02	0.36
3 - Plancher à corps creux (16+4)	2.80	2.80
4 - Enduit en plâtre (2cm)	0.1×2	0.20
5 - Cloison en briques creuses	9×0.1	0.90
La charge permanente	G = 5.06	
La surcharge d'exploitation	Q=1.5	

Tableau II.3 : charge permanente des planchers RDC

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
1 - Revêtement en carrelage (2 cm)	2×0.2	0.40
2 - Mortier de pose (2cm)	2 ×0.2	0.40
3 - Sable fin pour mortier (2cm)	18×0.02	0.36
3 - Plancher à corps creux (16+4)	2.80	2.80
4 - Enduit en plâtre (2cm)	0.1×2	0.20
5 - Cloison en briques creuses	9×0.1	0.90
La charge permanente	G = 5.06	
La surcharge d'exploitation	Q=1.5	

a.3) Murs extérieurs :**Tableau II.4:** Murs extérieurs

Plancher	P (KN/m ²)
Brique Creuse (10 cm)	0,45
Brique Creuse (15 cm)	1,30
Enduit extérieure en ciment (2 cm)	0,36
Enduit intérieure en plâtre (2 cm)	0,2
	G =2,31

Charge D'exploitation

- Terrasse inaccessible : Q= 1.00 KN/m²
- Etage courant : Q= 1.5 KN/m²
- RDC : Q=1.5 KN/m²

II.2.

II.3. Pré dimensionnement des éléments porteurs

II.2.1. Pré dimensionnement des poutres

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes.

- Critère de rigidité.
- Condition du R.P.A 99.

II.2.1.1. Pré dimensionnement des poutres principales [p.p] :

a)- Critère de rigidité :

selon le **B.A.E.L 91**:
$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4d < b \leq 0,8d \end{cases}$$

Avec :

- h : hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.
- L : la portée de la poutre.

Pour :

$$L = 5.80 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 32 \leq h \leq 48 & \rightarrow h = 45 \text{ cm.} \\ 16 < b \leq 32 & \rightarrow b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

b)- Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 45 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ (45/30) = 1,5 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Donc la section adoptée pour les poutres principales est $(30 \times 45) \text{ cm}^2$.

II.2.1.2. Pré dimensionnement des Poutres secondaire [P.S] :

a)- Critère de rigidité :

Selon le **B.A.E.L 91**:
$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4d < b \leq 0,8d \end{cases}$$

Pour :

$$L = 465 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 28 \leq h \leq 43 \\ 14 < b \leq 28 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} h = 40 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

b)- Condition du R.P.A 99:

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (b/h) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 25 \text{ cm} \\ (b/h) = 0,75 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc la section adoptée pour les poutres secondaires est $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

II.2.2. Pré dimensionnement des poteaux

Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central), la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau.

On a deux sections différentes des poteaux :

- Rectangulaire.
- Circulaire.

La surface afférente du poteau rectangulaire est donnée par :

$$S = [(3.80/2) + (3.20/2)] * [(5.80/2) + (4.50/2)] = 18.02 \text{ m}^2$$

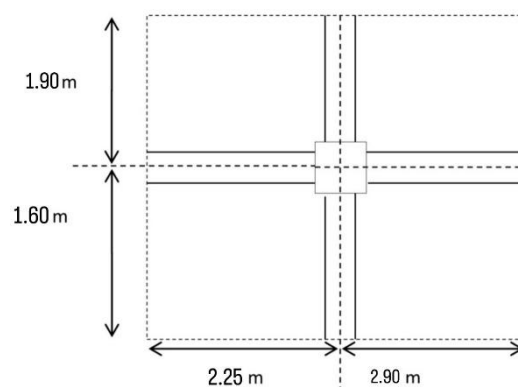


Figure II.2 : section afférente du poteau

II.2.2.1. Dégression des Surcharges d'exploitation

Sous terrasse Q_0 .
 Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$.
 Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.
 Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
 Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
 Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$.

Niveau	La loi de dégression (kN/m ²)	La charge (kN/m ²)
10	$NQ_0 = 1 \text{ kN/m}^2$	1
09	$NQ_1 = Q_0 + Q_1$	2,5
08	$NQ_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
07	$NQ_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
06	$NQ_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
05	$NQ_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,00
04	$NQ_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,75
03	$NQ_7 = Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8,45
02	$NQ_8 = Q_0 + 0,69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	9,28
01	$NQ_9 = Q_0 + 0,67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	12,39
RDC	$NQ_{10} = Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$	13,67

Tableau II.5 : Dégression des Surcharges d'Exploitation

a)- Méthode de calcul

Leur pré dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes :

- Condition de résistance
- Condition imposée par le RPA99
- Condition de stabilité

a.1) - Condition de résistance

On sait que :

$$\beta_r \geq \frac{K \cdot \beta \cdot N_u}{\left[\theta \cdot \left(\sigma_{bc} / 0,9 \right) + 0,85 \cdot \left(A / \beta_r \right) \cdot \sigma_s \right]} \quad \dots (*)$$

D'après BAEL 91 on prend $\frac{A}{Br} = 1\% = 0.01$ avec :

- Br: Section nette du béton ; [Br = (a-0,02) (b -0,02)m²]
- θ : facteur de durée d'application des charges ($\theta=1$)
- K: Facteur correcteur pour la durée d'application des charges K=1, les charges étant appliquée généralement après 90jours.

σ_{bc} : Résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

- $N_u = 1,35 N_g + 1,5 N_q$
- N_g : Effort normal du aux charges permanentes
- N_q : Effort normal du aux charges d'exploitations
- Il se calcul en appliquant la loi de digression des charges d'exploitations.
- β : coefficient qui dépend de l'élancement du poteaux.
- $\beta = 1 + 0,2(\lambda / 35)^2$ avec $\lambda \leq 35$

Pour toutes les armatures participe on prend, $\lambda = 35 \rightarrow \beta = 1,2$

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$: résistance de calcul des aciers à L'ELU

La formule (*) est simplifiée et devient :

$$\beta_r \geq (1,2 \cdot N_u) \cdot 10 / \left[\left(\frac{14,20}{0,90} \right) + 0,85 \cdot \left(\frac{1}{100} \right) \cdot 348 \right]$$

Donc $Br \geq 0,64 \times N_u$

a.2)- Conditions imposées par le RPA99

En zone IIa : on a

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Avec h_e : la hauteur libre d'étage

b)- Calcul de la section du poteau

b.1)- Poteau rectangulaire

Calcul pour le cas du : poteau de (10^{ème} étage)

1. Effort normal ultime P_u

$$P_u = N_1(\text{plancher}) \cdot S_{aff(\text{Plancher})} + N_2(P.P) \cdot L_{aff(P.P)} + N_3(P.S) \times L_{aff(P.S)}$$

$$\begin{cases} G = 6,24 \text{ KN/m}^2. \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2. \end{cases} \rightarrow N_1(\text{Plancher}) = 1.35 G + 1.5 Q$$

- 8eme étages

$$N_1(\text{Plancher}) = 9.92 \text{ KN/ml}$$

- $N_{2(P.P)} = 1,35(25 \cdot 0,30 \cdot 0,45) = 4,56 \text{ KN/m.l}$
- $N_{3(P.S)} = 1,35(25 \cdot 0,30 \cdot 0,40) = 4,05 \text{ KN/m.l}$
- $N_4(\text{res}) = 2 \times [(0.15 \times 1.90)] + 2 \times [0.15 \times 2.90] + [0.15 \times 1.90 \times 2.90] \times 25 = 22.10 \text{ KN}$

$m = 1$ Étages

Donc :

$$P_u = 9.92 \times 18,02 + 4,56 \times 5.80 + 4,05 \times 4.65 + 22.10$$

$$P_u = 246.13 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 P_u = 1,15 \times 246.13 = 283.05 \text{ KN}$$

On sait bien que : $B_r \geq 0,64 N_u \Rightarrow B_r \geq 181.15 \text{ cm}^2$.

$$a = \sqrt{B_r} + 0.02 \Rightarrow a = 13.47$$

Donc on prend : $B = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

2. Vérification suivant RPA99 :

$$\begin{cases} \min(h_1, b_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(h_1, b_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \min(35, 35) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(35, 35) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \\ \frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} = 1 \leq 4 \end{cases} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- poteau : (9^{ème} étage)

1. Effort normal ultime :

$$P_u = N_1(\text{plancher}) \cdot S_{aff(\text{plancher})} + N_2(P.P) \cdot L_{aff(P.P)} + N_3(P.S) \times L_{aff(P.S)} + N_2(\text{poteau}(8^{EME} \text{ etage})) \times L_p$$

- 9^{ème} étage $\rightarrow \begin{cases} G = 11.91 \text{ KN/m}^2. \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2. \end{cases} \rightarrow N_{1(\text{plancher})} = 1.35 G + 1.5Q$
- $N_{1(\text{plancher})} = 19.82 \text{ KN/m}^2.$
- $N_{2(P.P)} = 1.35(25 \cdot 0.30 \cdot 0.45)2 = 9.11 \text{ KN/m.l}$
- $N_{3(P.S)} = 1.35(25 \cdot 0.30 \cdot 0.40)2 = 8.1 \text{ KN/m.l}$
- $N_4(\text{res}) = 2 \times [(0.15 \times 1.90)] + 2 \times [0.15 \times 2.90] + [0.15 \times 1.90 \times 2.90] \times 25 = 22.10 \text{ KN}$

$m = 2$ Étages

- $N_{POTEAU} = 1.35(25 \cdot 0.35 \cdot 0.35) = 4.13 \text{ KN/m.l}$

Donc :

$$P_u = 19.80 \times 18.02 + 9.11 \times 5.8 + 8.1 \times 4.65 + 4.13 \times 3.06 + 22.10$$

$$P_u = 482.03 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.15 P_u = 1.15 \times 482.03 = 554.34 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0.64 N_u \Rightarrow B_r \geq 354.77 \text{ cm}^2$$

$$a = \sqrt{B_r} + 0.02 \Rightarrow a = 18.84 \text{ cm}$$

Donc on prend : $B = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

2. Vérification suivant RPA99

$$\begin{cases} \min(h_1, b_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(h_1, b_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \min(35, 35) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(35, 35) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \\ \frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} = 1 \leq 4 \end{cases}$$

Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux rectangulaires des différents étages.

	Q (kN)	G (kN)	Nu poteaux	Pu (kg)	Nu=1,15xPu (kN)	Br=0,64xNu (cm²)	b₁*h₁ (cm²)
10 ^{ème} étage	1	6,24	0	274,06	315.17	201.70	35*35
9 ^{ème} étage	2,5	11,91	3.04	498.78	573.61	367.11	35*35
8 ^{ème} étage	3,85	17,49	6.08	666.73	766.73	490.70	40*40
7 ^{ème} étage	5,05	23.07	10.21	762.48	876.85	561.18	40*40
6 ^{ème} étage	6,1	28.65	14.34	1018.98	1171.82	749.96	40*40
5 ^{ème} étage	7	34.23	19.74	1193.12	1372.08	878.13	45*45
4 ^{ème} étage	7,45	39.81	25.14	1363.40	1567.91	1003.24	45*45
3 ^{ème} étage	8,45	45.39	31.97	1537.02	1767.57	1131.24	45*45
2 ^{ème} étage	9,28	50.97	38.8	1770.63	2036.22	1303.18	50*50
1 ^{er} étage	12.39	56.55	47.23	1917.03	2204.58	1410.93	50*50
RDC	13.67	62.13	58.07	2063.43	2372.94	1518.68	50*50

d)- Vérification des poteaux au flambement

1. Poteaux rectangulaires

$$\lambda = \frac{Lf}{i} \leq 35$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } I = \frac{b \times a^3}{12} \Rightarrow i = a/\sqrt{12}$$

I : Moment d'inertie de la section du poteau

B : section du béton

$$\lambda : \text{l'élancement} \quad \frac{Lf}{bi}$$

$$Lf = 0,7L_0 \Rightarrow \lambda = 3.46 \times \frac{0.7L_0}{a}$$

Le flambement est vérifié

Tableau II. 7 : vérification des poteaux rectangulaires au flambement

Niveau	$(a, b)cm^2$	$l_0(m)$	$a(cm)$	$l_f = 0,7l_0(m)$	λ
10 ^{ème} étage	35*35	3,06	0.35	2,14	21.18
9 ^{ème} étage	35*35	3,06	0.35	2,14	21.18
8 ^{ème} étage	40*40	3,06	0.40	2,14	18.54
7 ^{ème} étage	40*40	3.06	0.40	2.14	18.54
6 ^{ème} étage	40*40	3.06	0.40	2.14	18.54
5 ^{ème} étage	45*45	3.06	0.45	2.14	16.47
4 ^{ème} étage	45*45	3.06	0.45	2.14	16.47
3 ^{ème} étage	45*45	3.06	0.45	2.14	16.47
2 ^{ème} étage	50*50	3.06	0.50	2.14	14.83
1 ^{er} étage	50*50	3.06	0.50	2.14	14.83
RDC	50*50	3.06	0.50	2.14	14.83

II.4. Pré dimensionnement des voiles

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition : $L \geq 4a$

a : épaisseur du voile

L : la largeur du voile

L'épaisseur de voile doit satisfaire la condition imposée par RPA99 :

$$a \geq h_e / 20$$

II.3.1. Étage courant+ RDC

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{306}{20} = 15.3$$

$\Rightarrow$

$a = 20cm$ du RDC jusqu'au 10^{ème} étage

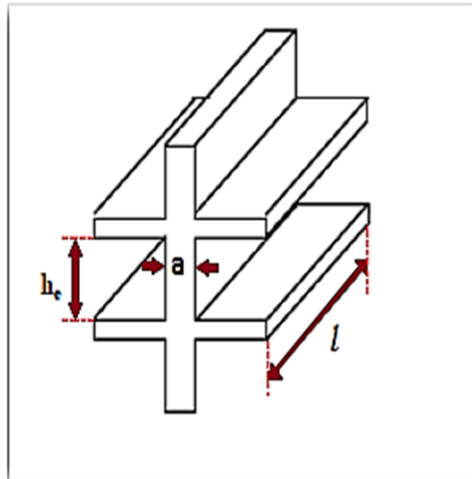


Figure II. 4 : Coupe de voile

Chapitre III

LES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

III.1 Acrotère

III.1.1. Introduction

L'acrotère est un muret d'une hauteur de 65 cm et d'une épaisseur de 10 cm, il est généralement situé en bordure de toitures terrasses afin de protéger la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, il assure aussi la sécurité en formant un écran pour prévenir toute chute quelle qu'elle soit.

Il est réalisé en béton armé et est soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante ($N_Q = Q = 1 \text{ kN/m}$) ainsi qu'au séisme qui crée un moment de renversement. Il est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse.

Son point le plus faible est son interface où se trouve l'encastrement dans le plancher terrasse et c'est pour cela que le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries ce qui peut provoquer des fissures et des déformations importantes (fissuration préjudiciable).

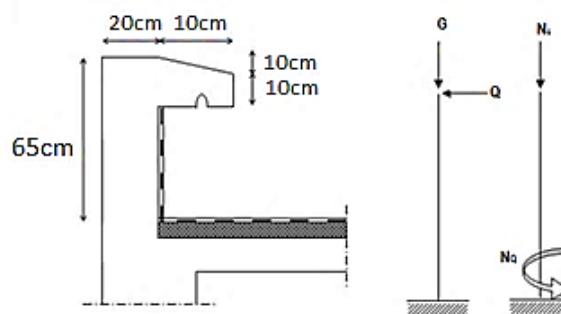


Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère

III.1.2 Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité

Le calcul se fait pour une bande de 1 m

a) Poids propre

$$S = \frac{0,10 + 0,20}{2} * 0,10 + (0,65 \times 0,2) = 0,145 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,145 \times 25 = 3,625 \text{ kN/m}$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}$$

Surcharge (force horizontale) :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone une et $A=0.1$

C_p : facteur de force horizontale $C_p=0.8$

W_p : poids de l'élément considéré

$$F_p = 4 \times 0.10 \times 0.80 \times 3.625 = 1.16 \text{ KN}$$

b) Effort normal

$$N_U = 1,35 \times G = 1,35 \times 3.625 = 4.89 \text{ kN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 3.625 \text{ kN/ml}$$

c) Moment de flexion

$$M_U = 1,5 \times F_p \times h = 1,50 \times 1.16 \times 0,65 = 1.13 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = F_p \times h = 1.16 \times 0,65 = 0,75 \text{ kN.m}$$

d) Effort tranchant

$$V = N_Q = 1 \text{ kN.m}$$

$$V_U = 1,5V = 1,50 \text{ kN.m}$$

$$V_{ser} = V = 1 \text{ kN.m}$$

e) Excentricité

a) Excentricité du 1er ordre e_1

$$e_1 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1.13}{4.89} = 0,23 \text{ m}$$

b) Excentricité additionnelle

$$e_a = \max [2\text{cm} ; L/250]$$

$$e_a = \max [2\text{cm} ; 65/250]$$

$$e_a = 2\text{cm} = 0.02 \text{ m}$$

c) Excentricité due aux effets de second ordre liés à déformation de la structure

$$e_2 = (3L^2 f / 1000h) \times (2 + \alpha \Phi)$$

α : Le rapport du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, ce moment étant pris avant application des coefficients γ

$$\alpha = 10(1 - (M_u / 1.5M_s))$$

$$\alpha = 0.5 \text{ si } N_i = 0$$

L_f : Longueur de flambement

Φ :Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous charge considéré ; ce rapport est généralement pris égale à 2.

$$L_f = 2L_0 = 2 \times 0.65 = 1.3 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 (1 - (1.13 / 1.5 \times 0.75)) \Rightarrow \alpha = 0$$

$$e_2 = (3 \times 1.3) / (10000 \times 0.2) = 0.0025 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.0025 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e \Rightarrow e = 0.23 + 0.02 + 0.0025 \Rightarrow e = 0.25 \text{ cm}$$

$$e > h/2 - c = 0.20/2 - 0.02$$

$$23 > 0.08$$

$e > h/2 - c$ donc la section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera fait en flexion simple par un moment fictif.

$$M_u = N_u \times (e + h/2 - c)$$

$$M_u = 4.89 \times (0.23 + 0.08)$$

$$M_u = 1.52 \text{ KN.m/ml}$$

III.1.3. Calcul du ferrailage (E.L.U.)

a) Les armatures longitudinales

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu = \frac{1.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.17} \Rightarrow \mu = 0.0015$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - \mu}) \Rightarrow \alpha = 0.0018$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow \beta = 0.99$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{sb}} \Rightarrow A_{st} = \frac{1.52 \times 10^{-3}}{0.99 \times 0.18 \times 348} \times 10^4 \Rightarrow A_{st} = 0.24 \text{ cm}^2$$

b) Condition non fragilité

$$A_{smin} = 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{F_e} \Rightarrow A_{smin} = 0.23 \times 18 \times 100 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{smin} = 2.17 \text{ cm}^2$$

On adopte $5T8 = 2.51\text{cm}^2$. $A_s = 2.51 \text{ cm}^2$

c) Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0,62 \text{ cm}^2$$

On adopte : $5\Phi6 \text{ p.m. } A_s = 1,41 \text{ cm}^2$

d) Contrainte de cisaillement

$$T_{\max} = 1.5 \times F_p \Rightarrow 1.5 \times 1.16 \Rightarrow 1.74 \text{ KN/m}$$

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{1.74 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_{\max} = 0.096 \text{ MPa}$$

e) Fissuration peu préjudiciable

$$\tau_{\text{adm}} = \text{Min} \left(0.2 \frac{f_{t28}}{\gamma}; 5\text{MPa} \right)$$

$$\tau_{\text{adm}} = 0.2 \times \frac{25}{1.5} \Rightarrow \tau_{\text{adm}} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\max} < \tau_{\text{adm}}. \Rightarrow 0.096 < 3.33 \text{ condition vérifiée.}$$

III.1.4. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme

$$F_p \leq 1.5Q$$

$$1.16 \leq 1.5 \text{ condition vérifiée}$$

a) Vérification des ELS

Pas de limitation de $\sigma \Rightarrow$ Fissuration peu préjudiciable

$$\sigma = 0.6 \times f_{c28} \times 0.6 \times 25$$

$$\sigma = 15\text{MPa}$$

$$\text{Si } \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{1.13}{0.75} \Rightarrow \gamma = 1.5$$

$$\alpha < \frac{1.5-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.5 \quad 0.0018 < 0.5 \text{ condition vérifiée}$$

b) Schéma du ferrailage

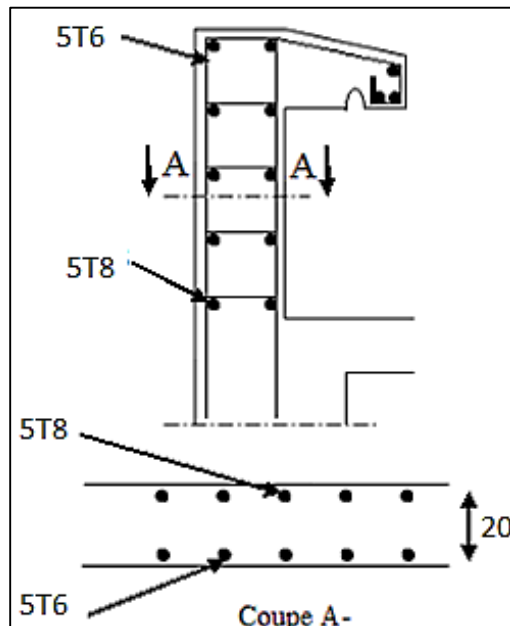
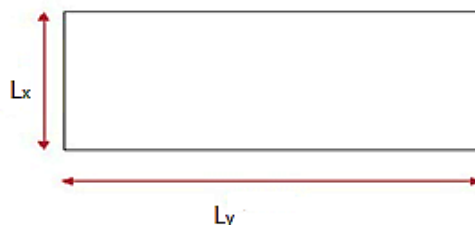


Figure III.2 : Ferrailage de l'acrotère

III.2. Balcon

III.2.1. Introduction

Le balcon est un élément d'architecture consistant en une dalle pleine encastrée dans la poutre et entourée d'une rampe ou d'un mur de protection, elle est considérée comme étant une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.



On a :

L_y : La longueur de l'encastrement à la poutre ; $L_y = 3.20\text{m} ; 4\text{m} ; 1.8\text{m}$

L_x : La longueur de l'encastrement aux deux consoles ; $L_x = 1.1\text{ m} ; 1.9\text{m} ; 1.2$

$L_x / L_y = 1,1 / 3,2 = 0,34 < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens (suivant L_x)

$$L_x / L_y = 1,9 / 4 ; 1,2 / 1,8 = 0,47 ; 0,66 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

L'épaisseur de la dalle pleine dépend de la :

- Résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{110}{20} ; \frac{190}{20} ; \frac{120}{20} = 5,5 ; 9,5 ; 6 \text{ cm}$$

Isolation acoustique : $e \geq 12 \text{ cm}$;

Sécurité en matière d'incendie : $e > 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coup feu.

On adopte : $e = 15 \text{ cm}$.

III.2.2. Etude des charges et des sollicitations

a) Décence des charges

Tableau III.1: charge permanente du balcon

Désignation	P (KN/m ²)
1. Carrelage (2cm)	0,4
2. Mortier de pose	0,4
3. Dalle pleine (ep = 15) cm	3,75
4. Enduit en plâtre (ep = 2cm)	0,2
5. Lit de sable	0,36
	G = 5.11

$$G = 5.11 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

b) Charge surfacique et linéaire :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,11) + (1,5 \times 3,50) = 12,15 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique.}$$

$$Q_u = 12,15 \times 1 \text{ m} = 12,15 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire.}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 5,11 + 3,50 = 8,61 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique.}$$

$$Q_{ser} = 8,61 \times 1 \text{ m} = 8,61 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire.}$$

c) Calcul de la charge concentrée

Le balcon supporte la charge d'un mur en brique perforé de 1,1 m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. Sa longueur est de 3.9 m.

- Poids propre du mur :

$$P_{mur} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1 \text{ m} = 1,43 \text{ kN}$$

$$D'où : P_{u\ mur} = 1,35 \times P_{mur} = 1,35 \times 1,43 = 1,93 \text{ kN}$$

- Poids de l'enduit en ciment :

$$P_{enduit} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 18 \times 0,02 \times 1,1 \times 1 \text{ m} = 0,4 \text{ kN}$$

$$D'où : P_{u\ enduit} = 1,35 \times P_{enduit} = 1,35 \times 0,4 = 0,54 \text{ kN}$$

- Charges totales :

$$P_u = P_{u\ mur} + P_{u\ enduit} = 1,93 + 0,54 = 2,47 \text{ kN}$$

$$P_{ser} = P_{mur} + P_{enduit} = 1,43 + 0,4 = 1,83 \text{ kN}$$

III.2.3. 1er type :

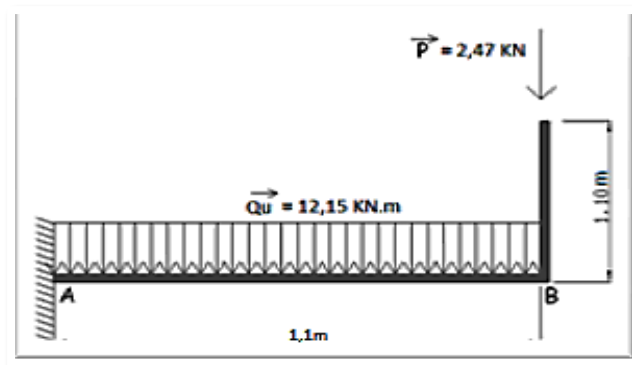


Figure III.3 : Schéma statique montrant les charges que subit le balcon « 1 »

a) Calcul du moment max et de l'effort tranchant max

$$M_{\max} = -\frac{Q_U l^2}{2} - P_u l = \left(\frac{12,15 \times 1,10^2}{2} \right) - 2,47 \times 1,10 = 10,07 \text{ kN.m}$$

$$T_{\max} = Q_U l + P_u = (12,15 \times 1,10) + 2,47 = 15,84 \text{ kN}$$

III.2.3.1. Ferrailage

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10,07 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,038 < \mu_r = 0,392$$

Donc : A' n'existe pas et $\beta = 0,981$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.07 \times 10^3}{0,981 \times 13,50 \times 348} = 2.18 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T12 et $A_{adpt} = 4.52 \text{ cm}^2$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On prend 4T8, et $A_{adp} = 2.01 \text{ cm}^2$ l'espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

III.2.3.2. Vérifications

a) Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,50 \times 2,10}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{adpt} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

b) b) Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{15.84 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,12 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_u} = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$\overline{\tau_u} = \min(2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,12 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Contraintes d'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{15.84 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 4 \times 1,508 \times 10^2} = 2.16 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; $n = 4$

μ : Périmètre d'armatures tendues 4T12=15,08;

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$\left\{ \begin{array}{l} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{array} \right.$

$\tau_{se} = 2.16 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

d) La vérification des contraintes à l'E.L.S.

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser}l^2}{2} - P_{ser}l = -\frac{8,61 \times 1,10^2}{2} - 1,83 \times 1,1 = 7,22 \text{ kN.m}$$

e) Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67,8y - 915,3 = 0 \rightarrow y_1 = 3,65 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

f) Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + ((15 \times 4,52)(13,50 - 3,65)^2) = 8199,02 \text{ cm}^4$$

g) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{7,22 \times 10^3}{8199,02} \times 3,65 = 3,21 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3,21 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

h) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{7,22 \times 10^3}{8199,02} \times (13,50 - 4,52) = 118,61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 118,61 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

i) Vérification de la flèche

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

i.1) Détermination du centre de gravité

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 4.52 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 4.52)} = 7,75 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,75 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,25 \text{ cm}$$

i.2) Calcul du moment d'inertie

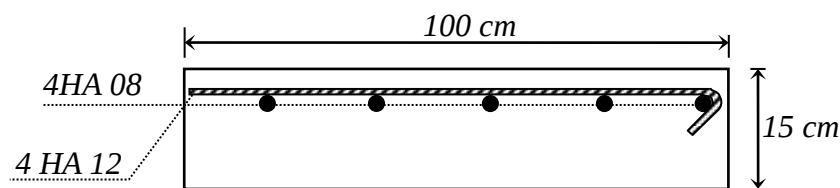
$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 7,75^3}{3} + \frac{100 \times 7,25^3}{3} + (15 \times 4.52) \times (13,50 - 7,75)^2 = 30460.38 \text{ cm}^4$$

i.3) Calcul de la flèche :

$$F = F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,9^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 28337,9} \times \left[\frac{8,61 \times 1,9}{8} + \frac{1,83}{3} \right] = 0,024 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{110}{250} = 0,44 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,16 \text{ cm} < F_{adm} = 0,44 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

**Figure III.4 : ferrailage du balcon « 1 »**

III.2.4. 2ème type :

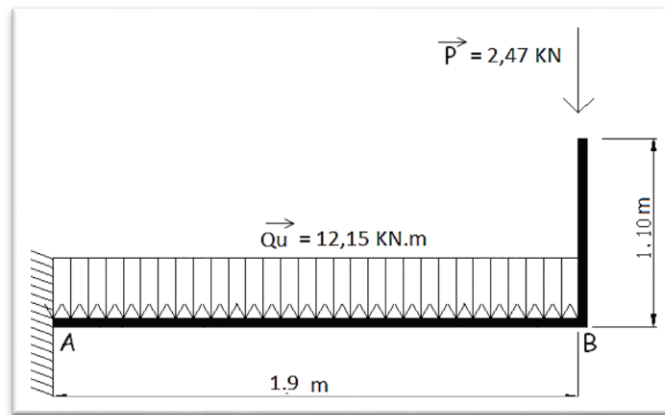


Figure III.5 : Schéma statique montrant les charges que subit le balcon « 2 »

a) Calcul du moment max et de l'effort tranchant max :

$$M_{max} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{12,15 \times 1,9^2}{2}\right) - (2,47 \times 1,9) = -26,62 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = Q_u l + P_u = (12,15 \times 1,9) + 2,47 = 25,56 \text{ kN}$$

Les moments au niveau d'appui et travée suivant les deux sens

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \quad M_y = \mu_y \cdot M_x \quad \rho = L_x/L_y = 0,48$$

ELU : $v = 0 \Rightarrow \mu_x = 0,0994 \quad ; \quad \mu_y = 0,2500$

ELS: $v = 0,2 \Rightarrow \mu_x = 0,1026 \quad ; \quad \mu_y = 0,3491$

Calcul à ELU

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,994 \times 12,15 \times 1,9^2 = 4,35 \text{ KN.m.}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,25 \times 4,35 = 1,09 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \times 4,35 = 3,7 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_{oy} = 0,85 \times 1,09 = 0,93 \text{ KN.m.}$$

$$M_{axrive} = M_{ay} = 0,5 M_{ox} = 2,18 \text{ KN.m}$$

III.2.4.1. Ferrailage

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}^*$$

a) En travée :**Sens L_x :**

$$M_{tx} = 3,7 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

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

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{3,7 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,014$$

$$\mu = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,7 \times 10^3}{0,993 \times 13,5 \times 348} = 0,793 \text{ cm}^2$$

Sens L_y :

$$M_{ty} = 0,93 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,0036 \rightarrow \beta = 0,9985 \text{ et puis :}$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = 0,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

b) Sur appuis:

$$M_{arive} = 2,18 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,996 \text{ et puis :}$$

$$A_{app} = \frac{M_{arive}}{\beta \times d \times \sigma_s} = 0,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Section minimale des armatures : ($\alpha > 0,4$ et $e = 15 \text{ cm}$)**Sens L_y :**

$$A_{ymin} = 8.e = 1,2 \text{ cm}^2/\text{m pour Fe=400}$$

Sens L_x :

$$A_{xmin} = A_{ymin} \cdot \frac{3-\alpha}{2} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

III.2.4.2. Choix des aciers

a) En travée :

Sens L_x :

$$A_{tx} = 0,793 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Phi \leq 12 \text{ mm}$$

$$S_{tx} \leq 33 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \{ A_{tx} : 5T10 \text{ p. m} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{xmin} ; S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

Sens L_y :

$$A_{ty} = 0,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Phi \leq 12 \text{ mm}$$

$$S_{tx} \leq 45 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \{ A_{ty} : 5T10 \text{ p. m} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{ymin} \quad S_{ty} = 20 \text{ cm}$$

b) Sur appuis :

$$A_{app} = 0,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Phi \leq 12 \text{ mm}$$

$$S_{tx} \leq 33 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \{ A_{arrive} : 5T10 \text{ p. m} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{xmin} \quad S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

III.2.4.3. Vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,50 \times 2,10}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{adpt} = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{25,56 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,19 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$1) \tau_u = 0,19 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{25,56 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 6 \times 18,84 \times 10^2} = 0,19 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; $n = 6$

μ : Périmètre d'armatures tendues $6T10=18,84$

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$$\begin{cases} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = 0,19 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

d) La vérification des contraintes à l'E.L.S. :

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser}l^2}{2} - P_{ser}l = -\frac{8,61 \times 1,9^2}{2} - (1,43 \times 1,9) = -18,25 \text{ kN.m}$$

e) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 70,65y - 953,8 = 0 \rightarrow \begin{cases} \Delta = 195751,42 \\ y_1 = -5,13 \\ y_2 = 3,72 \end{cases} \rightarrow y_2 = 3,72 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre le plus comprimée.

f) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,72^3}{3} + ((15 \times 4,71)(13,50 - 3,72)^2) = 7223,62 \text{ cm}^4$$

g) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{18,25 \times 10^3}{7223,62} \times 3,72 = 9,39 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 9,39 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

h) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 7 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{18,25 \times 10^3}{7223,62} \times (13,50 - 3,72) = 370,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 370,6 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{ Condition non vérifiée}$$

i) Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{ Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{ Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

i.1) Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h), \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 4,71 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 4,71)}$$

$$= 7,77 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,77 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,23 \text{ cm}$$

i.2) Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2$$

$$= \frac{100 \times 7,77^3}{3} + \frac{100 \times 7,23^3}{3} + (15 \times 4,71) \times (13,50 - 7,77)^2$$

$$= 28337,9 \text{ cm}^4$$

i.3) Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,9^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 28337,9} \times \left[\frac{8,61 \times 1,9}{8} + \frac{1,83}{3} \right] = 0,19 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{190}{250} = 0,76 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,19 \text{ cm} < F_{adm} = 0,76 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée}$$

III.2.4.4. Schéma du ferrailage

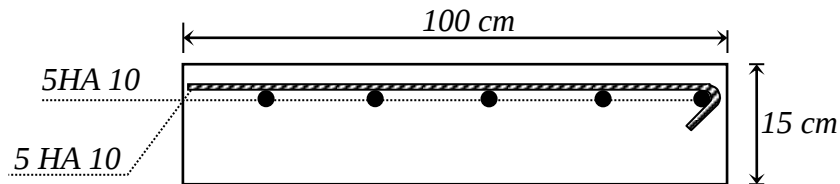


Figure III.6 : ferrailage du balcon « 2 »

III.2.5. 3ème types :

a) Calcul du moment max et de l'effort tranchant max :

$$M_{max} = -\frac{Q_U l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{12,15 \times 1,2^2}{2}\right) - (2,47 \times 1,2) = -11,71 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = Q_U l + P_u = (12,15 \times 1,2) + 2,47 = 17,05 \text{ kN}$$

Les moments au niveau d'appui et travée suivant les deux sens

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \quad M_y = \mu_y \cdot M_x \quad \rho = L_x/L_y = 0,48$$

$$\text{ELU : } v = 0 \Rightarrow \mu_x = 0,0737 \quad ; \quad \mu_y = 0,3753$$

$$\text{ELS : } v = 0,2 \Rightarrow \mu_x = 0,0792 \quad ; \quad \mu_y = 0,5351$$

Calcul à ELU

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0737 \times 12,15 \times 1,2^2 = 1,29 \text{ KN.m.}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,3753 \times 1,29 = 0,48 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \times 1,29 = 1,097 \text{ KN. m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_{oy} = 0,85 \times 0,48 = 0,41 \text{ KN. m.}$$

$$M_{axrive} = M_{ay} = 0,5 M_{ox} = 0,65 \text{ KN.m}$$

III.2.5.1. Ferrailage

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}^*$$

a) En travée :

Sens L_x :

$$M_{tx} = 1.097 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

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

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{1.097 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,0042$$

$$\mu = 0,0040 \rightarrow \beta = 0,998 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.097 \times 10^3}{0,998 \times 13,5 \times 348} = 0,23 \text{ cm}^2$$

Sens L_y :

$$M_{ty} = 0,48 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,002 \rightarrow \beta = 0,999 \text{ et puis :}$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = 0,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

b) Sur appuis:

$$M_{arive} = 0.65 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,003 \rightarrow \beta = 0,9985 \text{ et puis :}$$

$$A_{app} = \frac{M_{arive}}{\beta \times d \times \sigma_s} = 0,13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Section minimal des armatures : ($\alpha > 0,4$ et $e = 15 \text{ cm}$)

Sens L_y :

$$A_{ymin} = 8.e = 1,2 \text{ cm}^2/\text{m pour Fe=400}$$

Sens L_x :

$$A_{xmin} = A_{ymin} \cdot \frac{3-\alpha}{2} = 1,17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

III.2.5.2. Choix des aciers

a) En travée :

Sens L_x :

$$A_{tx} = 0,23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Phi \leq 12 \text{ mm}$$

$$S_{tx} \leq 33 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \{ A_{tx} : 5T10 \text{ p.m} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{xmin} ; S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

Sens L_y :

$$A_{ty} = 0,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Phi \leq 12 \text{ mm}$$

$$S_{tx} \leq 45 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \{ A_{ty} : 5T10 \text{ p.m} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{ymin} \quad S_{ty} = 20 \text{ cm}$$

b) Sur appuis :

$$A_{app} = 0,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Phi \leq 12 \text{ mm}$$

$$S_{tx} \leq 33 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \{ A_{arrive} : 5T10 \text{ p.m} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{xmin} \quad S_{tx} = 20 \text{ cm.}$$

III.2.5.3. Vérifications

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,50 \times 2,10}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{adpt} = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{17,05 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,12 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

c) Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{17,05 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 6 \times 18,84 \times 10^2} = 0,12 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; $n = 6$

μ : Périmètre d'armatures tendues 6T10=18.84

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$$\begin{cases} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = 0,12 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

d) La vérification des contraintes à l'E.L.S. :

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser}l^2}{2} - P_{ser}l = -\frac{8,61 \times 1,2^2}{2} - (1,43 \times 1,2) = -7,91 \text{ kN.m}$$

e) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 70,65y - 953,8 = 0 \rightarrow \begin{cases} \Delta = 195751,42 \\ y_1 = -5,13 \rightarrow y_2 = 3,72 \text{ cm} \\ y_2 = 3,72 \end{cases}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

f) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,72^3}{3} + ((15 \times 4,71)(13,50 - 3,72)^2) = 7223,62 \text{ cm}^4$$

g) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{7,91 \times 10^3}{7223,62} \times 3,72 = 4,07 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4,07 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

h) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 7$ mm ; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{7,91 \times 10^3}{7223,62} \times (13,50 - 3,72) = 10,709 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 10,70 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition non vérifiée}$$

i) Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

i.1) Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h), \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 4,71 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 4,71)}$$

$$= 7,77 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,77 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,23 \text{ cm}$$

i.2) Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2$$

$$= \frac{100 \times 7,77^3}{3} + \frac{100 \times 7,23^3}{3} + (15 \times 4,71) \times (13,50 - 7,77)^2$$

$$= 28337,9 \text{ cm}^4$$

i.3) Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,2^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 28337,9} \times \left[\frac{8,61 \times 1,2}{8} + \frac{1,83}{3} \right] = 0,11 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{120}{250} = 0,48 \text{ cm}$$

$F_{cal} = 0,11 \text{ cm} < F_{adm} = 0,48 \text{ cm}$; Condition vérifiée

III.2.5.4. Schéma du ferrailage

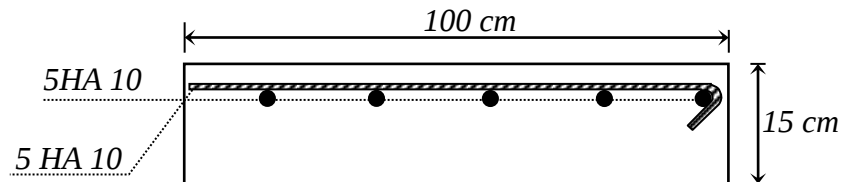


Figure III.7 : ferrailage du balcon « 3 »

III.3 L'ascenseur

L'ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il se trouve dans les constructions dépassants les 5 étages, où l'usage des escaliers devient fatigant.

L'ascenseur est installé dans la cage d'ascenseur, où il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine.

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes.

III.3.1 Calcul du poids des composants de l'ascenseur

L'ascenseur mécanique est constitué de :

- Treuil de levage et sa poulie;
- Cabine ou bien une benne ;
- Un contre poids.

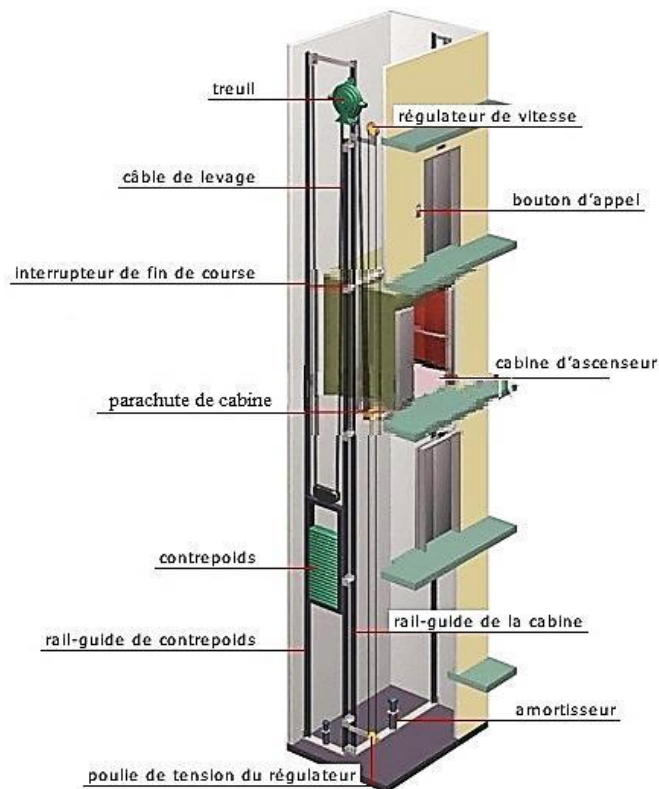


Figure III.8: Schéma d'un ascenseur

La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit :

P_m : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles ;

Q : La charge en cabine ;

P_p : Le poids de contrepoids tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$.

D'après la norme (NFP82-208), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes.

Largeur de la cabine : 1,30 m

Langueur de la cabine : 1.51 m

Hauteur : 2,20 m

La largeur de passage libre : 0,8 m

La hauteur de passage libre : 2,00 m

La hauteur de la course : 36.72 m

La surface latérale : $S_1 = (2 \times 1.51 + 1.3) \times 2.2 = 9.5 \text{ m}^2$

On prend $h_0 = 15 \text{ cm}$, comme épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur.

Tableau III.2 : Poids des composants de l'ascenseur

Poids de la cabine : $S_1 = 9.5 \text{ m}^2$	$M_1 = 9.5 \times 1.3 \times 11.5 = 108.54 \text{ Kg}$
Poids du plancher : $S_2 = 1.30 \times 1.51 = 1.96 \text{ m}^2$	$M_2 = 1.96 \times 110 = 215.6 \text{ Kg}$
Poids de l'arcade :	$M_3 = 60 + (80 \times 1,4) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M_4 = 100 \text{ Kg}$
Poids des accessoires :	$M_5 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M_6 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de la cabine : $S_7 = 0.80 \times 2 = 1.60 \text{ m}^2$	$M_7 = 1.6 \times 25 + 80 = 120 \text{ Kg}$

- Poids mort total : $P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 1058.02 \text{ Kg}$
- Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1058.02 + \frac{400}{2} = 1395.52$

III.3.2 Calcul de la charge total q_u

III.3.2.1 Calcul de la charge de rupture

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport $\frac{D}{d}$ (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons.

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 500 \text{ mm} \rightarrow d = 11.11 \text{ mm}$$

$$\text{On a : } C_r = C_s \times M$$

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 12$;

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

$$\text{Et : } M = Q + P_m + M_g$$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ donc : $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (400 + 1058.02) = 17496.24 \text{ kg}$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être dévisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0.85.

$$C_r = \frac{17496.24}{0,85} = 20583.81 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec:

m : Type de mouflage (2 brins, 3 brins, ...);

n : Nombres des câbles.

Pour un câble de d=11.11m et m=2 on a : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{20583.81}{8152 \times 2} = 1.26$$

On prend : n = 2 câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

III.3.2.2 Calcul des poids des câbles

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

m : La masse linéaire du câble, $m = 0,396 \text{ kg / m}$;

n : Nombre des câbles, $n = 2$;

L : Longueur du câble $L = H_t - H_{cabine}$; $L = 36.72 - 2.2 = 34.52$

$$M_g = m \times n \times L = 75.64 \text{ kg}$$

III.3.2.3. Calcul de la charge permanente total G

On a : $P_{treuil} = 1200 \text{ kg}$

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 1058.02 + 1395.52 + 75.64 + 1200 = 3729.18 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6046.89 \text{ kg}$$

III.3.3. Vérification de la dalle au poinçonnement

La dalle de l'ascenseur risque de se pioncer sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge $q_u = 6046.89 \text{ kg}$.

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6046.89}{4} = 1511.72 \text{ kg / m}$$

Selon le B.A.E.L 91/99 (A.5.2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U ;

h_0 : Epaisseur totale de la dalle, $h_0 = 15 \text{ cm}$;

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

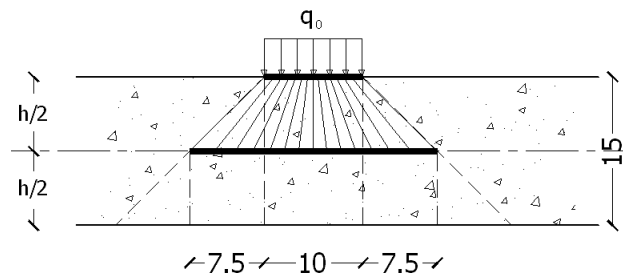


Figure III.9 : Poids des composants de l'ascenseur

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$.

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1511.72 \text{ kg}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

III.3.4. Evaluation des moments dus aux charges concentrées

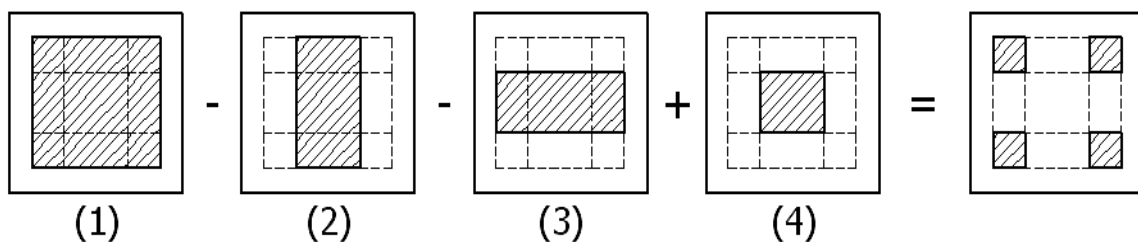


Figure III.10 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.

a) Distances des rectangles

a) Rectangle (1)

$$\begin{cases} U = 100 \text{ cm} \\ V = 120 \text{ cm} \end{cases}$$

b) Rectangle (2)

$$\begin{cases} U = 120 \text{ cm} \\ V = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

c) Rectangle (3)

$$\begin{cases} U = 70 \text{ cm} \\ V = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

d) Rectangle (4)

$$\begin{cases} U = 70 \text{ cm} \\ V = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

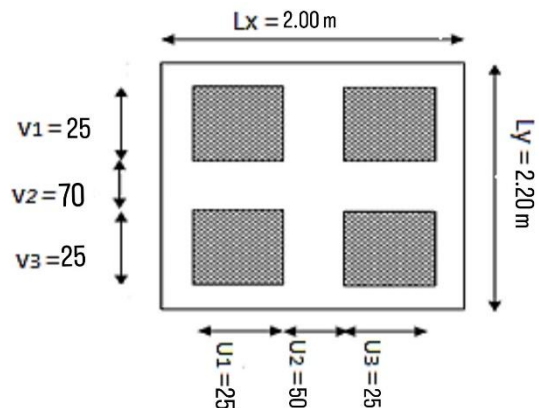


Figure III.10 : Dessin montrant
La concentration des charges

b) Calcul des moments suivant les deux directions

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \quad \text{et} \quad M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

ν : le coefficient de Poisson.

A l'E.L.U ($\nu = 0$)

$$M_x = M_1 \times P \quad \text{et} \quad M_y = M_2 \times P = P' \times S$$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25×25) cm² est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{1511.72}{0,25^2} = 24187.52 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 2.00 \text{ m}$ et $L_y = 2,20 \text{ m}$. ; $P = L_x/L_y = 0.91$

Tableau III.3 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface [m ²]	P = P'.S [kg]	M_x [kg.m]	M_y [kg.m]
1	0,50	0,55	0,095	0,073	1200	23038.243	2188.63	1681.79
2	0,25	0,55	0,118	0,087	0.600	11519.122	1359.26	1002.16
3	0,50	0,32	0,109	0,099	0.700	13438.975	1464.85	1330.46
4	0,25	0,32	0,142	0,123	0.350	6719.488	954.17	826.50

c) Les moments dus aux charges concentrées

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 318.696 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 175.667 \text{ kg.m}$$

d) Moments dus aux charges réparties (poids propre)**d.1) Chargement :**

$$L_x = 2.00 \text{ m et } L_y = 2,20 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg / m}$$

Charge ultime :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}$$

d.2) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.00}{2,20} = 0.91$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$

$$\alpha = 0,91 \rightarrow \mu_x = 0,0447 \text{ et } \mu_y = 0,8036$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 117.338 \text{ kg.m et } M_{y2} = 94.291 \text{ kg.m}$$

d.3) Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 436.03 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 269.95 \text{ kg.m}$$

Les moments retenus sont :

En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 327.025 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 202.469 \text{ kg.m}$$

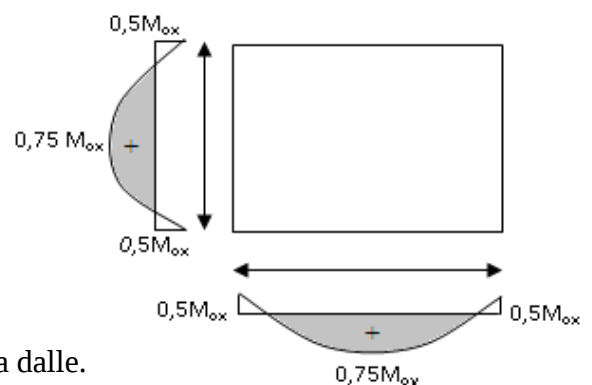


Figure III.10 : Moments de la dalle.

Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 218.017 \text{ kg.m}$$

III.3.5. Calcul du ferrailage de la dalle

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur.

On a:

$$b = 100 \text{ cm}; h = 15 \text{ cm}; d = 13,5 \text{ cm}; f_e = 400 \text{ MPa}; \sigma_s = 348; \mu_1 = 0,392$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

a) En travée :

Sens L_x :

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 327.025 \text{ kg.m} = 3270.25 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3270.25}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,01 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,995$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3270.25}{0,995 \times 13,5 \times 348} = 0.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens L_y :

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 202.469 \text{ kg / m} = 2024.69 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2024.69}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,007 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,999$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2024.69}{0,999 \times 13,5 \times 348} = 0.43 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Sur appuis**Le moment ultime :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 218.017 \text{ kg} / \text{m} = 2180.17 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2180.17}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,008 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,997$ **La section d'acier :**

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2180.17}{0,997 \times 13,5 \times 348} = 0.46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

c) Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0.91$, on peut appliquer la formule suivante :

Sens L_y :

$$A_{ymin} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,1 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{ymin} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{ymin} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,35 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{ymin} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{ymin} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Sens L_x :

$$A_{xmin} = A_{ymin} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0.91}{2} \right) = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0,53 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_{xmin} = 1,37 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{xmin} = 1,37 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,35 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{xmin} = 1,37 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{xmin} = 1,37 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

III.3.6. Choix des aciers

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

a) En travée :**Sens L_x :**

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,37 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

b) Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1,37 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

c) Armatures transversales

Il y a nécessité de disposer des armatures transversales :

- 1) La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.
- 2) $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec :

$$\tau_u = \frac{V_{utot}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{utot} = V_x + V_y ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{utot} = V_y + V_u ; \text{Sens } L_y$$

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

V_v et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées.

- On calcule V_x et V_y :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 656,25 \times \frac{2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,91}{2}} = 451,03 \text{ N} = 0,451 \text{ kN}$$

$$V_y = 656,25 \times \frac{2}{3} = 437,5 \text{ N} = 0,437 \text{ kN}$$

$$V_y < V_x$$

- On calcul V_v et V_u :

$$V_v = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{6046.89}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 80.62 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{6046.89}{3 \times 0,25} = 80.62 \text{ kN}$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc :

$$V_{utot} = V_x + V_v = 0,451 + 80.62 = 81.07 \text{ kN ; Sens } L_x$$

$$V_{utot} = V_y + V_u = 0,437 + 80.62 = 81.05 \text{ kN ; Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{utot} = \max(V_{utotx} ; V_{utoty}) = 81.07 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{utot}}{b \times d} = \frac{81.07 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,60 \text{ MPa}$$

$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$; On vérifié que :

$$\overline{\tau_u} = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,48 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

On en déduit que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.7. Vérification à l'E.L.S

a) Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{ser} \end{cases} \text{ avec : } v = 0,2 \text{ (E.L.S)}$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{aser}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{aser} = (G + Q) \frac{1}{4} = (3729.18 + 675) \frac{1}{4} = 1101.04 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{u \times v} = \frac{1101.04}{0,25^2} = 17616.72 \text{ kg / m}^2$$

$$P'_{ser} = 17616.7 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 2.00 \text{ m}$ et $L_y = 2,20 \text{ m}$.

Tableau III.4 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S).

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface [m ²]	P' _{ser} [kg/m ²]	M _{0x} [kg.m]	M _{0y} [kg.m]
1	0,50	0,55	0,095	0,073	1.200	16852.032	1600.943	1230.198
2	0,25	0,55	0,118	0,087	0.600	8426.016	994.270	733.063
3	0,50	0,32	0,109	0,099	0.700	9830.352	1071.508	973.205
4	0,25	0,32	0,142	0,123	0.350	4915.176	697.955	604.567

b) Les moments dus aux charges concentrées

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 233.120 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 128.497 \text{ kg.m}$$

c) Moments dus aux charges réparties (poids propre)**c.1) Chargement**

$$L_x = 2.00 \text{ m et } L_y = 2,20 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

- Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}$
- Charge ultime : $q_{\text{ser}} = G + Q = 475 \text{ kg / m}$

c.2) Moments dus aux charges réparties (E.L.S)

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.00}{2,20} = 0,91$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$

$$\alpha = 0,71 \Rightarrow \mu_x = 0,0671 \text{ et } \mu_y = 0,4471 ; \text{ Tiré de l'abaque de Pigeaud}$$

$$\text{Donc : } M_{0xr} = 233.120 \text{ kg.m et } M_{0yr} = 128.497 \text{ kg.m}$$

c.3) Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 318.05 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 196.746 \text{ kg.m}$$

Les moments retenus sont**a) En travée :**

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 238.53 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 147.560 \text{ kg.m}$$

b) Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 159.025 \text{ kg / m}$$

III.3.8. Vérification des contraintes dans le béton**Suivant L_x :****a) En travée :**

$$M_{tx} = 2385.3 \text{ N / m} ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47.10y - 635.85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

a.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087.13 \text{ cm}^4$$

a.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1808.31}{6087.13} \times 3,13 = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.92 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

b) Sur appuis :

$$M_a = 1590.25 \text{ N / m} ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0$$

b.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47.10y - 635.85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

b.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

b.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1653.99}{6087.13} \times 3,13 = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

Suivant L_y :

a) En travée :

$$M_{ty} = 1475.60 \text{ N} / \text{m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

a.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

a.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{266.23}{6087,13} \times 3,13 = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.14 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

III.3.9. Disposition du ferrailage

a) Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a : $f_e 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}.$$

b) Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

c) Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max \left(L_s ; \frac{1}{4} \left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max(40 \text{ cm} ; 32 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max \left(L_s ; \frac{L_1}{2} \right) = \max(40 \text{ cm} ; 20 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

d) Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ cm}$$

e) Armatures finales :

Suivant L_x :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p. mavec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p. mavec } S_t = 25 \text{ cm}$$

• Suivant L_y :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p. mavec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p. mavec } S_t = 25 \text{ cm}$$

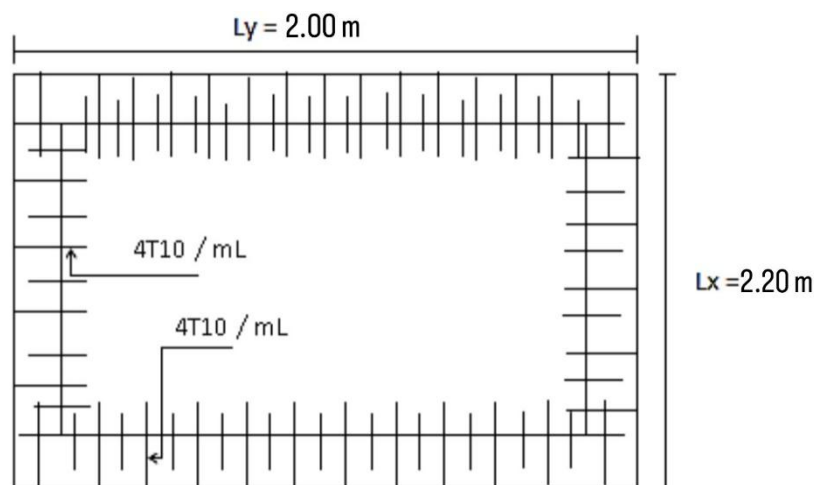


Figure III.11: Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.

III.3.10. Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $\geq 15 \text{ cm}$.

On adopte une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$.

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrailé par :

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrailé en deux nappes avec 4T10 / ml soit : $A_{adop} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.4. les escaliers

III.4.1. Introduction

Les escaliers sont une partie du gros œuvre qui fait communiquer entre eux les différents niveaux d'un immeuble. A la différence d'un incliné (rampe de garage, par exemple), l'escalier est composé de plans horizontaux et verticaux successifs : marches, contremarche et paliers.

Ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter sans fatigue, ce qui implique une conservation de la cadence des pas ou une régularité dans son exécution, cet équilibre est réalisé par une relation entre la hauteur d'une marche et le giron : $2h + g = p$; avec p : l'amplitude du pas.

Et dans notre cas en a de types d'escaliers :

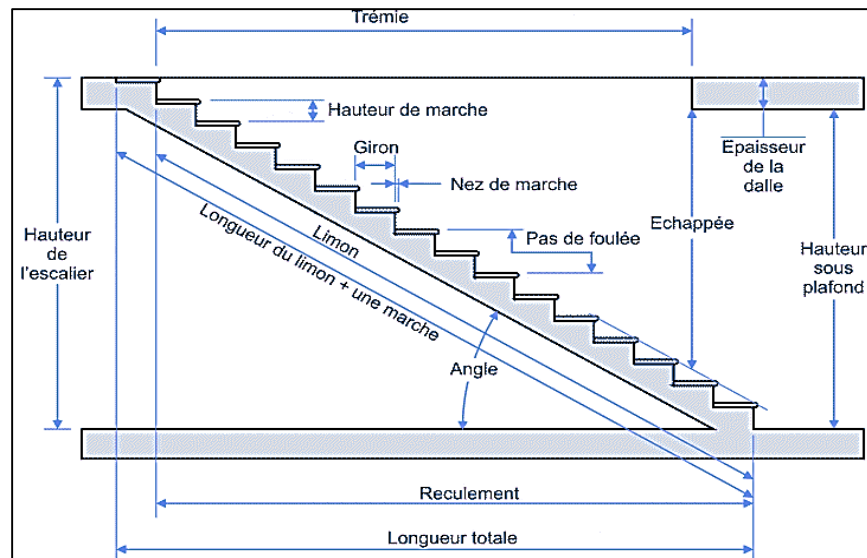


Figure III. 12: Coupe descriptive d'un escalier.

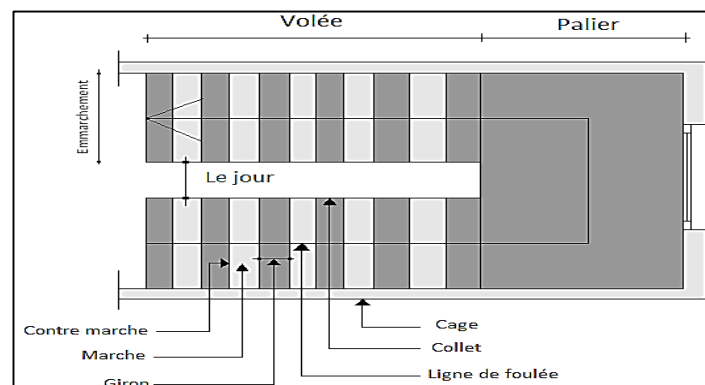


Figure III.12: Terminologie de l'escalier à deux volées.

III.4.2. Dimensions des escaliers

Si « g » est la distance horizontale entre deux nez de marche successifs et « h » la hauteur de la marche, la relation linéaire suivante, dite « formule de Blondel », vérifie la constatation empirique suivante :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} ;$$

Avec :

h : La hauteur de la marche (contre marche) ;

g : La largeur de la marche.

On prend : $2h + g = 65 \text{ cm}$

On a aussi c'est deux formules :

$$H = n \times h = \frac{h_e}{2} \text{ et } L = (n - 1)g \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

H : Hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs d'étage ;

n : Le nombre de contre marche :

L : La projection horizontale de la longueur total de la volée.

III.4.3. Etude d'un escalier à deux volées

a) Dimensionnement des marches et contre marches :

D'après (1), on a :

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

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n - 1} + 2 \right) \times \frac{H}{n}$$

Et puis : $mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$

Avec : $m = 64 \text{ cm}, H = 153 \text{ cm}$ et $L = 240 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 594n + 306 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 9$ (*nombre de contre marche*)

Donc : $n - 1 = 8$ (*nombre de marche*)

$$h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm et } g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$; *Condition vérifiée*

L'inégalité vérifiée, on a : 8 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

b) Epaisseur de paille (e_v) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \rightarrow$$

$$9.19 \leq e_v \leq 13.79$$

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

c) Epaisseur du palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13.79 \text{ cm on prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

III.4.4. Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

a) Paillasse:

Tableau III.5 : Evaluation des charges et surcharges (paillasse)

Désignation	Poids $\frac{KN}{m^2}$
1. Revêtement en carrelage horizontal (2cm)	0,44
2. Mortier de ciment horizontal (2cm)	0,40
3. Revêtement en carrelage vertical $C_{HX}h/g$	0,25
4. Mortier de ciment vertical : $M_H.h / g$	0,22
5. Poids propre de la paillasse	4.31
6. Poids propre des marches	2.13
7. Enduit en plâtre (0,2)	0,20
8. Lit de sable(2cm)	0,36
9. Gard –corps	0,10
	$\sum G = 8.95$
	$Q = 2.5$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$Q_U = (1,35.G + 1,50.Q) \times 1 = 15.83 \text{ kN/ml}$$

$$Q_S = (G+Q) \times 1 = 11.45 \text{ KN/ml}$$

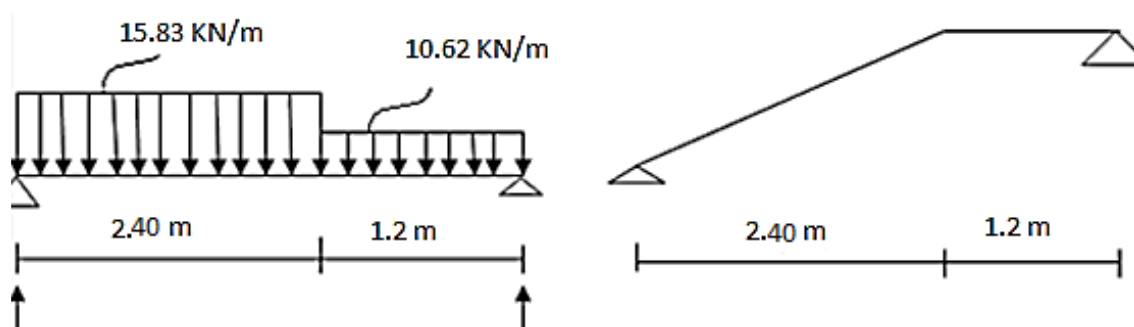
b) Palier :**Tableau III.6 :** Evaluation des charges et surcharges (palier)

Désignation	Poids KN/m ²
1. Poids propre du palier epx25	3,75
2. Carrelage (2cm)	0,44
3. Enduit en plâtre (2cm)	0,36
4. Lite de sable (2cm)	0,36
5. Mortier de pose	0,4
	G=5,31
	Q = 2.5

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur .

$$Q_U = (1,35.G + 1,50.Q) \times 1 = 10.62 \text{ kN/ml}$$

$$Q_S = (G + Q) \times 1 = 7.81 \text{ KN/ml}$$

III.4.5. 1er type**III.4.5.1. Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U****Figure III. 13 :** Schéma statique .

a) Calcul des sollicitations

On applique la méthode RDM

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow R_a + R_b - q_2 \times 1.2 - q_1 \times 2.4 = 0$$

$$\Rightarrow R_a + R_b = 15.83 \times 2.40 + 10.62 \times 1.20$$

$$\Rightarrow R_a + R_b = 50.73 \text{ KN} / m^2$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_a \times 3.60 = q_1 \times 2.40 \times 2.40 + q_2 \times 1.2 \times 1.2 / 2$$

$$R_a = 27.45 \text{ KN} ; R_b = 23.28 \text{ KN}$$

Section 1-1: (0 < x < 2,40)

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_a - qx = T$$

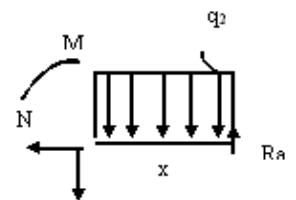
$$\Rightarrow Tx = 27.45 - 15.83x$$

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow R_a x - qx^2 / 2$$

$$\Rightarrow Mx = 27.45x - 15.83x^2 / 2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = 27.45 \text{ KN} \\ x = 2.40 \Rightarrow T(2.40) = -10.54 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.40) = 20.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Section 2-2: (0 < x < 1,2)**

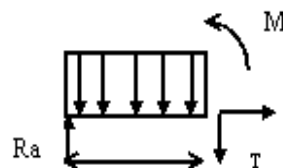
$$\sum F_y = 0 \Rightarrow t(x) = -R_b + qx$$

$$\Rightarrow Tx = -23.28 + 10.62x$$

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow Mx = R_b x - qx^2 / 2$$

$$\Rightarrow Mx = 23.28x - 10.62x^2 / 2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = -23.28 \text{ KN} \\ x = 1.2 \Rightarrow T(1.2) = -10.53 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow M \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.2) = 20.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$



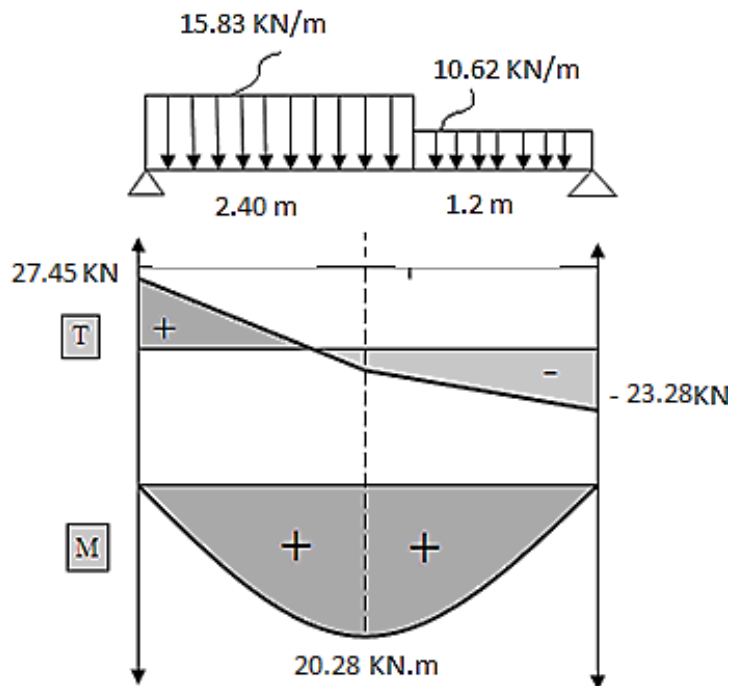


Figure III. 14: Diagramme des moments fléchissant et effort tranchants de l'escalier.

b) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U

b.1) Moment en travée

$$M_t = 0,85 M_0 \Rightarrow M_t = 0,85 \times 20,28 = 17,23 \text{ kN.m}$$

b.2) Moment en appuis

$$M_a = 0,4 M_0 \Rightarrow M_a = 0,4 \times 20,28 = 8,11 \text{ kN.m}$$

III.4.5.2. Ferrailage de l'escalier

a) En Travée

$$M_t = 17,23 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{17,23 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,2} = 0,104 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a: } \beta = 0,950$$

La section d'acier

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17,23 \times 10^3}{0,950 \times 10,8 \times 348} = 4,82 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T12 avec : $A_{adm} = 5.65 \text{ cm}^2$ – et $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5T10 avec : $A_{adm} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, $S_t=25 \text{ cm}$.

b) Sur appuis

b.1) Le moment ultime :

$$M_a = 8.11. \text{ m} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

b.2) Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8.11 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0.031 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,986$

b.3) La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.11 \times 10^3}{0,986 \times 13,5 \times 348} = 1,75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5T10 avec : $A_{adm} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 3T10 avec : $A_{adm} = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, $S_t=20 \text{ cm}$.

III.4.5.3. vérifications

a) Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,31 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée.}$$

b) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{27.45 \times 10}{100 \times 10,8} = 0,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,25 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification au niveau des appuis

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left((27.45 \times 10^{-3}) + \frac{8.11 \times 10^{-3}}{0,9 \times 13,5 \times 10^{-2}} \right) = 2,70 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,70 \text{ cm}^2 ; \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.4.5.4. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S

$$M_{0ser} = 13.82 \text{ kN.m ; On tenue par RDM}$$

$$M_{tser} = 0,85 \times M_{0ser} = 11.74 \text{ kN.m}$$

$$M_{aser} = 0,4 \times M_{tmax} = 5.53 \text{ kN.m}$$

a) En travée :

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a.1) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 84.75y - 1144.13 = 0 \rightarrow y = 4.01 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

a.2) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4.01^3}{3} + (15 \times 5.65)(10.8 - 4.01)^2 = 6056.69 \text{ cm}^4$$

a.3) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{11.74 \times 10^3}{6056.69} \times 4.01 = 7.77 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 7.77 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa ; Condition vérifiée.}$$

b) Sur appuis :

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b.1) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 58.95y - 795.82 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b.2) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

b.3) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5.53 \times 10^3}{7322.87} \times 3.44 = 2.59 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,59 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la flèche :

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{15}{344} = 0,043 > 0,033 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,042 > 0,0105 ; \text{Condition vérifiée.}$$

c.1) vérification de La flèche: (selon le B.A.E.L 91)

Tableau III.7: vérification de La flèche

Condition	Vérification	
$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30}$	0,043 > 0,033	Condition vérifiée
$A_s/b.d \geq 4,2/f_e$	0,042 > 0,0105	Condition vérifiée

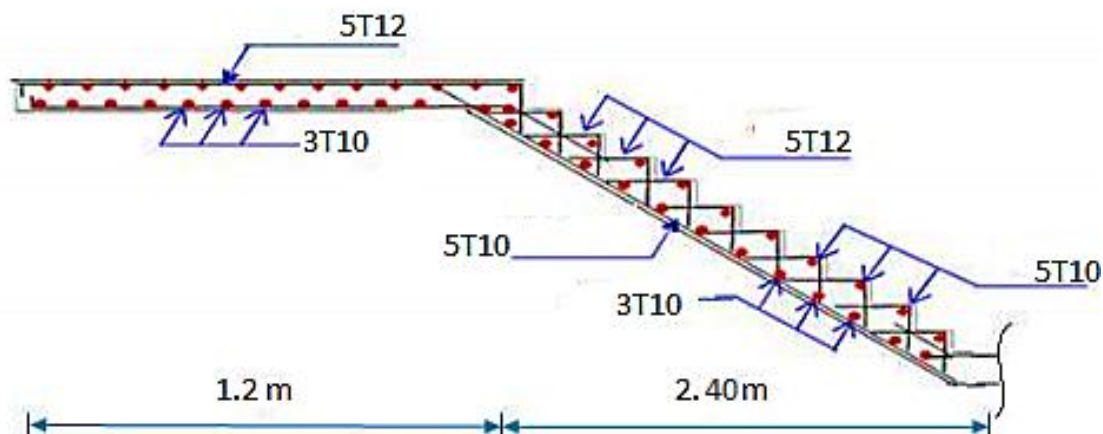


Figure : III.14 : Ferrailage de l'escalier

III.4.7. Etude de la poutre palière

Le palier repose sur le voile périphérique .

Chapitre IV

ETUDE DES PLANCHERS

IV.1 Introduction

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent principalement 2 fonctions :

La résistance : ils doivent supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations appliquées sur eux ;

L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

La structure étudiée a 1 seul type de planchers :

Planchers à corps creux : qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton ; les poutrelles sont des poutres de section en T et disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

D'après le pré dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 20 cm de hauteur dont :

Hauteur du corps creux = 16 cm

Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm

IV.2 Calcul du ferrailage de la dalle de compression

Ce calcul est valable pour tous les planchers à corps creux de la construction, la dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres en treillis soudés, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20 cm (5 par mètre) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

33 cm (3 par mètre) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

IV.3 Pré dimensionnement des poutrelles

$$h_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{Epaisseur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{Epaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

Pour la largeur de la nervure on va prendre $b_o = 12 \text{ cm}$

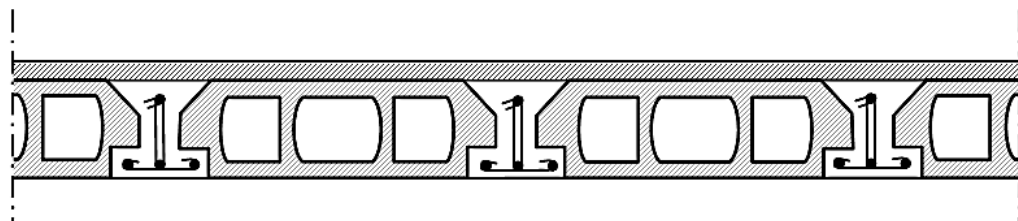


Figure IV.1 : Schéma d'un plancher à corps creux

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_o}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_o \leq b_1 \leq 8h_o \end{cases}$$

Selon le B.A.E.L 83

Avec: L : La portée entre nus d'appui de la travée considérée.

L_n : La distance entre axes des nervures.

Suivant les normes Algériennes (DTR.B.C.), la distance L_n est prise généralement égale à 65 cm.

Donc pour $L_n = 65 \text{ cm}$ et $L = 400 \text{ cm}$

$$\begin{cases} b_1 \leq 26,5 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm.} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{cases}$$

$b_1 = \min(24 ; 40 ; 32)$ On prendra donc $b_1 = 26,5 \text{ cm}$.

$b = 2b_1 + b_o = 65 \text{ cm}$.

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes (figure2)

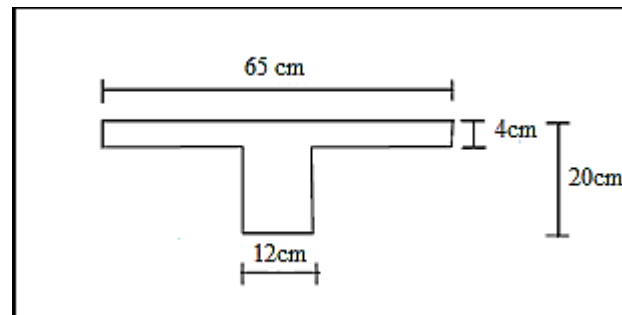


Figure IV.2 : dimensionnement de la poutrelle

IV.4 Méthode de calcul des poutrelles

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le B.A.E.L 91/99 propose une méthode simplifiée dite « méthode forfaitaire » pour le calcul des moments fléchissant et efforts tranchants concernant tous les planchers de notre structure.

IV.4.1 Méthode forfaitaire

Cette méthode s'applique quand les conditions suivantes sont vérifiées :

- La surcharge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq \max(2G ; 5kN/m^2)$;
- Les moments d'inertie sont les même dans les différentes travées ;
- Les portés successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

a) Principe de calcul des moments:

Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques M_0 de la travée indépendante.

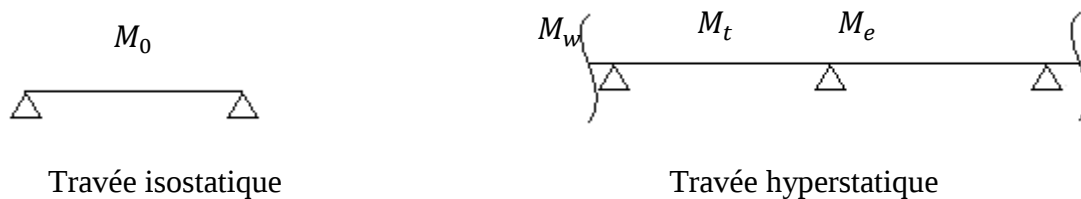


Figure IV.3 : Schéma explicatif.

Avec :

M_0 : Moment max de la travée indépendante ;

M_t : Moment max de la travée étudiée ;

M_w : Moment sur l'appui gauche de la travée ;

M_e : Moment sur l'appui droit de la travée.

α : Le rapport des charges d'exploitation Q à la somme des charges

Permanententes G et les surcharge d'exploitation Q : $\alpha = \frac{G}{G + Q}$

Les valeurs M_t, M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

a.1) Travée de rive :

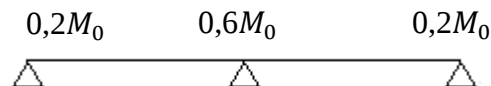
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \end{array} \right.$$

a.2) Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 \end{array} \right.$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

1. Cas de 2 travées :



2. Cas de 3 travées :



3. Cas de plus de 3 travées :

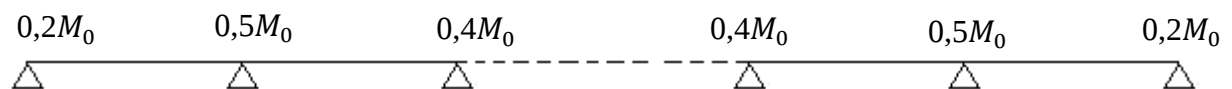


Figure IV.4 : Schémas explicatifs.

b) Principe de calcul de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

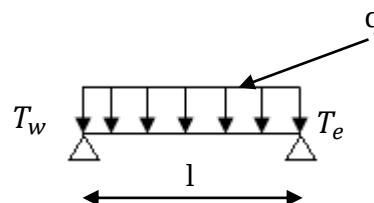


Figure IV.5 : Schémas explicatifs.

IV.5 Calcul des poutrelles

IV.5.1 Évaluation des charges

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

- **Terrasse:**

$$\text{E.L.U: } Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6,24 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6,45 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{E.L.S: } Q_{ser} = (G + Q) \times 0,65 = (6,24 + 1) \times 0,65 = 4,70 \text{ KN/ml}$$

- **Étage courant + RDC:**

$$\text{E.L.U: } Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 5,90 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{E.L.S: } Q_{ser} = (G + Q) \times 0,6 = (5,06 + 1,5) \times 0,65 = 4,26 \text{ KN/ml}$$

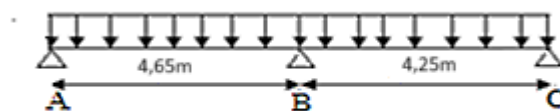
Type de plancher	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	b [m]	E.L.U (1,35G + 1,5Q) × b [KN/ml]	E.L.S (G + Q) × b [KN/ml]
La terrasse	6.24	1	0.65	6.45	4.70
L'étage courant+RDC	5.06	1.5	0.65	5,90	4.26

Tableau IV-1: Les charges à l'ELU et l'ELS

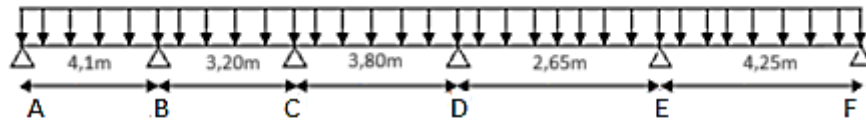
IV.5.2 Les types de poutrelles

On a 4 types de poutrelles:

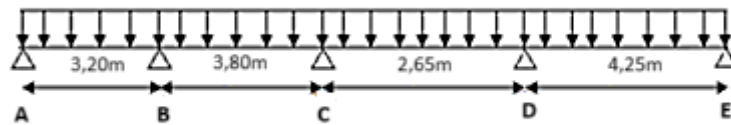
Type1:



Type 2:



Type 3 :



Type 4 :

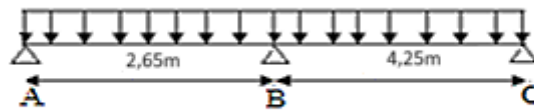


Figure IV.6 : Schéma des poutrelles

IV.5.3 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

1- La surcharge d'exploitation :

$$Q \leq \max(2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$$

a) **Plancher étage courant + RDC** : $G = 5,06 \text{ kN/m}^2$; $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$

$$Q = 1,50 \text{ kN/m}^2 < 2G = 10,12 \text{ kN/m}^2 ; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

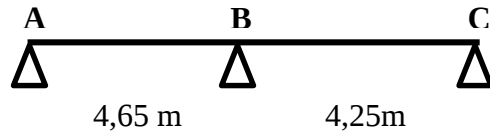
b) **Plancher terrasse** : $G = 6,24 \text{ kN/m}^2$; $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2 < 2G = 12,48 \text{ kN/m}^2. \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2- **Poutrelle à inertie transversale constante**.....Condition vérifiée.

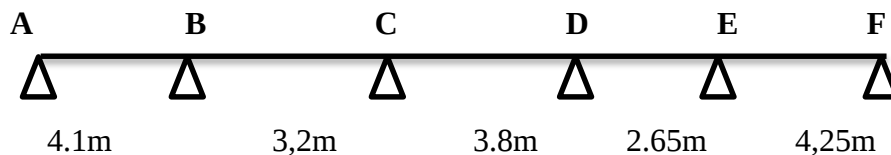
3- Le rapport : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

1^{er} type :



$$0.8 \leq \frac{4,65}{4,25} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 1.09 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

2^{ème} Type :



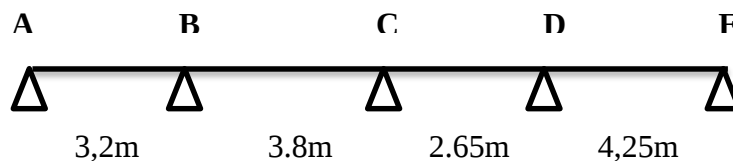
$$0.8 \leq \frac{4.1}{3.2} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 1.24 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

$$0.8 \leq \frac{3.2}{3.8} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 0,85 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

$$0.8 \leq \frac{3.8}{2.65} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 1.23 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

$$0.8 \leq \frac{2.65}{4.25} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 0,90 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

3^{ème} Type :

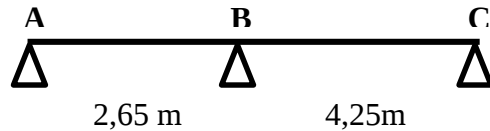


$$0.8 \leq \frac{3.2}{3.8} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 0.84 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

$$0.8 \leq \frac{3.8}{2.65} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 1.23 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

$$0.8 \leq \frac{2.65}{4.25} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 0.90 \leq 1.25 \dots \text{condition vérifiée}$$

4^{er} type :



$$0.8 \leq \frac{2.65}{4.25} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 0.90 \leq 1.25 \dots \text{condition vérifiée}$$

4- Fissuration peu préjudiciable:

a) *les planchers des étages courant et RDC* : la fissuration est considérée comme peu préjudiciable Condition vérifiée.

b) *Pour le plancher terrasse la fissuration est préjudiciable* Condition non vérifiée.

La méthode forfaitaire est non applicable sur tous les planchers ont utilisé logiciel RDM6.

IV.6 .1 Plancher des étages courant et RDC :

Le calcul se fait à l'ELU

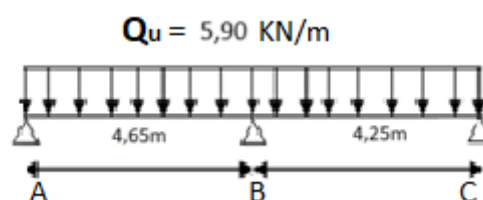
$$G = 5,06 \text{ kN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

- Calcul des sollicitations

$$Q_u = 5,90 \text{ KN/ml} \quad ; \quad Q_{ser} = 4,26 \text{ KN/ml}$$

$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{5,06 + 1,5} = 0,22$	$1 + 0,3\alpha = 1,066 > 1,05$
	$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,63 \text{ travée de rive}$
	$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,53 \text{ travée intermédiaire}$

IV.6 .1.1 Type 1:



a) **Moment isostatique :**

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{5,90 \times 4,65^2}{8} = 15,95 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{5,90 \times 4,25^2}{8} = 13,32 \text{ KN.m}$$

b) Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2 M_0^{AB} = 0,2 \times 15,95 = 3,19 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,6 \times 15,95 = 9,57 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2 M_0^{BC} = 0,2 \times 13,32 = 2,66 \text{ KN.m}$$

c) Moment en travée « AB »: travée de rive :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_W + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 10,62 \text{ KN.m} \\ 10,04 \text{ KN.m} \end{array} \right. \rightarrow M_t^{AB} = 10,62 \text{ KN.m}$$

Moment en travée «BC »: travée de rive :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_W + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 8,07 \text{ KN.m} \\ 8,39 \text{ KN.m} \end{array} \right. \rightarrow M_t^{BC} = 8,39 \text{ KN.m}$$

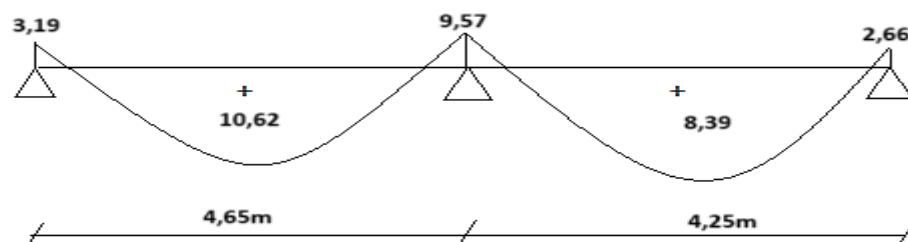


Figure IV.9: Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

d) Calcul de l'effort tranchant T :

L'effort tranchant est donnée par :

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \end{cases}$$

• Travée AB :

$$\begin{cases} T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{5,90 \times 4,65}{2} + \frac{3,19 - 9,57}{4,65} = 12,34 \text{ kN} \\ T_B = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{5,90 \times 4,65}{2} + \frac{3,19 - 9,57}{4,65} = -15,08 \text{ kN} \end{cases}$$

• Travée BC :

$$\begin{cases} T_B = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{5,90 \times 4,25}{2} + \frac{9,57 - 2,66}{4,25} = 14,16 \text{ kN} \\ T_C = -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{5,90 \times 4,25}{2} + \frac{9,57 - 2,66}{4,25} = -10,91 \text{ kN} \end{cases}$$

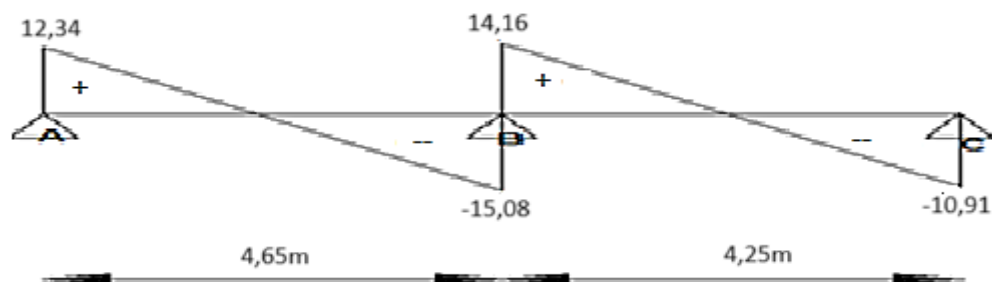
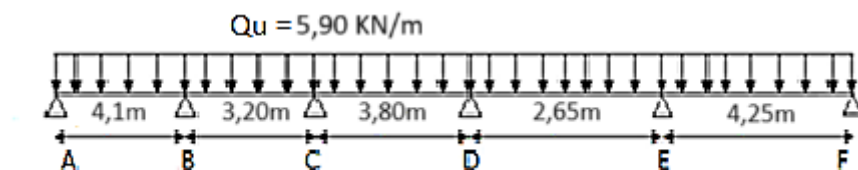


Figure IV.7: diagramme des efforts tranchant [kN]

IV.6 .1.2 Type 2:

E.L.U: $Q_u = 5,90 \text{ kN/ml}$.



a) Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,90 \times 4,1^2}{8} = 12,40 \text{KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,90 \times 3,2^2}{8} = 7,55 \text{KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,90 \times 3,8^2}{8} = 10,65 \text{KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,90 \times 2,65^2}{8} = 5,18 \text{KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,90 \times 4,25^2}{8} = 13,32 \text{KN.m}$$

b) Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 12,40 = 2,48 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,5 \times 12,40 = 6,2 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 0,4 \times 10,65 = 4,26 \text{KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 0,4 \times 10,65 = 4,26 \text{KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \max(M_0^{DE}; M_0^{EF}) = 0,5 \times 13,32 = 6,66 \text{KN.m}$$

$$M_F = 0,2M_0^{EF} = 0,2 \times 13,32 = 2,66 \text{KN.m}$$

c) Moments en travée:**Moment en travée « AB»: travée de rive**

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0^{AB}; 1,05M_0^{AB}] - \frac{M_A + M_B}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0^{AB} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 8,87 \text{KN.m} \\ 7,81 \text{KN.m} \end{array} \right. \rightarrow M_t^{AB} = 8,87 \text{KN.m}$$

Moment en travée « BC»: travée intermédiaire

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0^{BC}; 1,05M_0^{BC}] - \frac{M_B + M_C}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0^{BC} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 2,81 \text{ KN.m} \\ 4 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_t^{BC} = 4 \text{ KN.m}$$

Moment en travée « CD »: travée intermédiaire

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{CD}; 1.05M_0^{CD}] - \frac{M_c + M_D}{2} \\ \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0^{CD} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 7.09 \text{ KN.m} \\ 5.64 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_t^{CD} = 7.09 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée « DE »: travée intermédiaire**

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{DE}; 1.05M_0^{DE}] - \frac{M_D + M_E}{2} \\ \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0^{DE} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,06 \text{ KN.m} \\ 2,74 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_t^{DE} = 2,74 \text{ KN.m}$$

Moment en travée « EF »: travée de rive

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{EF}; 1.05M_0^{EF}] - \frac{M_E + M_F}{2} \\ \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right)M_0^{EF} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 9,53 \text{ KN.m} \\ 8,39 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_t^{EF} = 9,53 \text{ KN.m}$$

d) Calcul de l'effort tranchant T:

L'effort tranchant est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \\ T_E = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \end{array} \right.$$

• **Travée AB :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{5,90 \times 4,1}{2} + \frac{2,48 - 6,2}{4,1} = 11,18 \text{ KN} \\ T_B = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{5,90 \times 4,1}{2} + \frac{2,48 - 6,2}{4,1} = -13 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• Travée BC :

$$\begin{cases} T_B = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{5,90 \times 3,2}{2} + \frac{6,2 - 4,26}{3,2} = 10,04 \text{ KN} \\ T_C = -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{5,90 \times 3,2}{2} + \frac{6,2 - 4,26}{3,2} = -8,83 \text{ KN} \end{cases}$$

• Travée CD :

$$\begin{cases} T_C = \frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = \frac{5,90 \times 3,8}{2} + \frac{4,26 - 4,26}{3,8} = 11,21 \text{ KN} \\ T_D = -\frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = -\frac{5,90 \times 3,8}{2} + \frac{4,26 - 4,26}{3,8} = -11,21 \text{ KN} \end{cases}$$

• Travée DE :

$$\begin{cases} T_D = \frac{ql_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = \frac{5,90 \times 2,65}{2} + \frac{4,26 - 6,66}{2,65} = 6,91 \text{ KN} \\ T_E = -\frac{ql_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = -\frac{5,90 \times 2,65}{2} + \frac{4,26 - 6,66}{2,65} = -8,72 \text{ KN} \end{cases}$$

• Travée EF :

$$\begin{cases} T_E = \frac{ql_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{l_{EF}} = \frac{5,90 \times 4,25}{2} + \frac{6,66 - 2,66}{4,25} = 13,47 \text{ KN} \\ T_F = -\frac{ql_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{l_{EF}} = -\frac{5,90 \times 4,25}{2} + \frac{6,66 - 2,66}{4,25} = -11,59 \text{ KN} \end{cases}$$

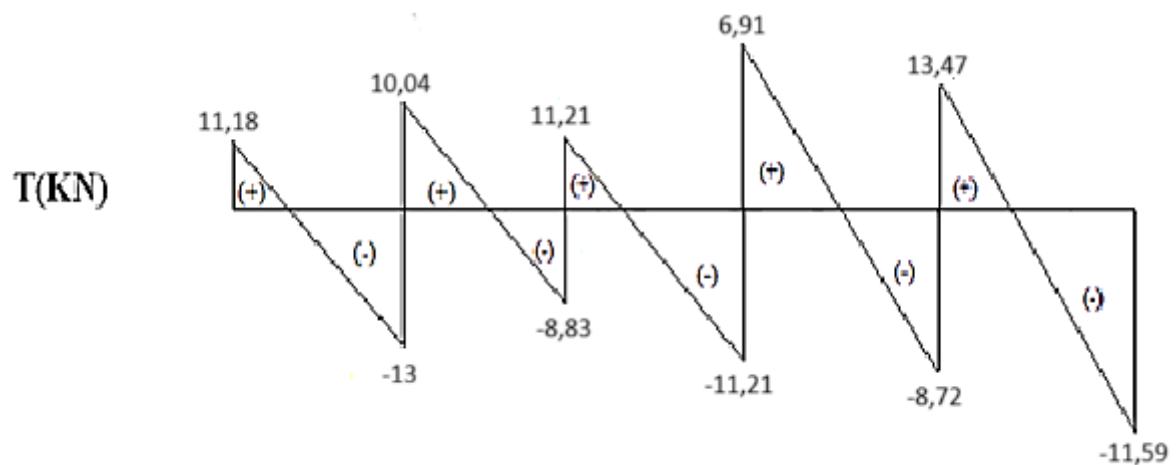
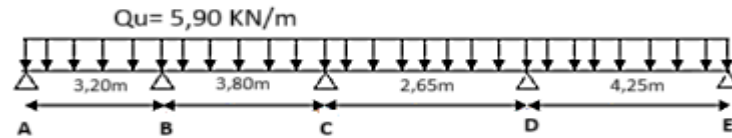


Figure IV.8 : diagramme des efforts tranchant [KN]

IV.6 .1.3 Type 3:



$$Q_u = 5,90 \text{ kN/m}$$

a) Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,90 \times 3,2^2}{8} = 7,55 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,90 \times 3,8^2}{8} = 10,65 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,90 \times 2,65^2}{8} = 5,18 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,90 \times 4,25^2}{8} = 13,32 \text{ kN.m}$$

b) Moment sur appuis :

$$M_A = 0,2 M_0^{AB} = 1,51 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 5,32 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 4,26 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0,5 \max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 6,66 \text{ kN.m}$$

$$M_E = 0,2 M_0^{DE} = 2,66 \text{ kN.m}$$

c) Moment en travée :

Moment en travée « AB »: travée de rive

$$M_t^{AB} = 4,75 \text{ kN.m}$$

Moment en travée « BC »: travée intermédiaire

$$M_t^{BC} = 7,09 \text{ kN.m}$$

Moment en travée « CD »: travée intermédiaire

$$M_t^{CD} = 2,74 \text{ kN.m}$$

Moment en travée « DE »: travée de rive

$$M_t^{DE} = 9,53 \text{ kN.m}$$

d) Calcul les efforts tranchants T :

Travée AB:

$$\begin{cases} T_A = \frac{5,90 \times 3,2}{2} + \frac{1,51 - 5,32}{3,2} = 8,24 \text{KN} \\ T_B = -\frac{5,90 \times 3,2}{2} + \frac{1,51 - 5,32}{3,2} = -10,63 \text{KN} \end{cases}$$

Travée BC:

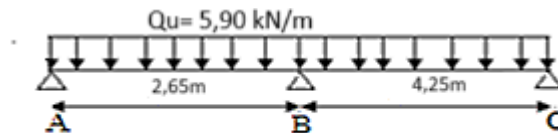
$$\begin{cases} T_B = \frac{5,90 \times 3,8}{2} + \frac{5,32 - 4,26}{3,8} = 11,48 \text{KN} \\ T_C = -\frac{5,90 \times 3,8}{2} + \frac{5,32 - 4,26}{3,8} = -10,93 \text{KN} \end{cases}$$

Travée CD:

$$\begin{cases} T_C = \frac{5,90 \times 2,65}{2} + \frac{4,26 - 6,66}{2,65} = 6,91 \text{KN} \\ T_D = -\frac{5,90 \times 2,65}{2} + \frac{4,26 - 6,66}{2,65} = -8,72 \text{KN} \end{cases}$$

Travée DE:

$$\begin{cases} T_E = \frac{5,90 \times 4,25}{2} + \frac{6,66 - 2,66}{4,25} = 13,47 \text{KN} \\ T_F = -\frac{5,90 \times 4,25}{2} + \frac{6,66 - 2,66}{4,25} = -11,59 \text{KN} \end{cases}$$

IV.6 .1.4 Type 4:**a) Moment isostatique :**

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,90 \times 2,65^2}{8} = 5,18 \text{KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,90 \times 4,25^2}{8} = 13,32 \text{KN.m}$$

b) Moment sur appuis :

$$M_A = 0,2 M_0^{AB} = 1,036 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 7,99 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0,2 M_0^{BC} = 2,66 \text{KN.m}$$

c) Moment en travée :

Moment en travée «AB »: travée de rive

$$M_t^{AB} = 3,26 \text{ KN.m}$$

Moment en travée «BC »: travée de rive

$$M_t^{BC} = 9,53 \text{ KN.m}$$

d) Calcul les efforts tranchants T :

Travée AB:

$$\begin{cases} T_A = \frac{5,90 \times 2,65}{2} + \frac{1,036 - 7,99}{2,65} = 5,19 \text{ KN} \\ T_B = -\frac{5,90 \times 2,65}{2} + \frac{1,036 - 7,99}{2,65} = -10,44 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée BC:

$$\begin{cases} T_B = \frac{5,90 \times 4,25}{2} + \frac{7,99 - 2,66}{4,25} = 13,79 \text{ KN} \\ T_C = -\frac{5,90 \times 4,25}{2} + \frac{7,99 - 2,66}{4,25} = -11,28 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau IV-2 : Récapitulatif des résultats des poutrelles terrasse

Type de poutrelle	Travée	Longueur (m)	Sollicitation à L'ELU				
			M_t	M_w	M_e	T_w	T_e
1	AB	4,65	10,62	3,19	9,57	12,34	-15,08
	BC	4,25	8,39	9,57	2,66	14,16	-10,91
2	AB	4,10	8,87	2,48	6,2	11,18	-13
	BC	3,20	4	6,2	4,26	10,04	-8,83
	CD	3,80	7,09	4,26	4,26	11,21	-11,21
	DE	2,65	2,74	4,26	6,66	6,91	-8,72
	EF	4,25	9,53	6,66	2,66	13,47	-11,59
3	AB	3,20	4,75	1,51	5,32	8,24	-10,63
	BC	3,80	7,09	5,32	4,26	11,48	-10,93
	CD	2,65	2,74	4,26	6,66	6,91	-8,72
	DE	4,25	9,53	6,66	2,66	13,47	-11,59
4	AB	2,65	3,26	1,036	7,99	5,19	-10,44
	BC	4,25	9,53	7,99	2,66	13,79	-11,28

$$\begin{cases} M_{tmax}=10,62\text{KN.m} \\ M_a=9,57\text{ KN.m} \\ T_{max}=15,08\text{KN.m} \end{cases}$$

IV.6 .1.3. Ferrailages à L'ELU:

1) Calcul des armatures longitudinales :

a) En travée

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(\frac{d - h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,2 \times \left(\frac{18 - 4}{2} \right) \times 10^{-3} = 29,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{tmax} = 10,62 \text{ kN.m} < M_t = 29,54 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à :

$$M_{tmax} = 10,62 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,62 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,036 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\rightarrow \beta = 0,982 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,62 \times 10^3}{0,982 \times 18 \times 348} = 1,72 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h - \frac{h_0}{2} \right) \right) + \left(b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h - h_0}{2} \right) \right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left(65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2} \right) \right) + \left(12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20 - 4}{2} \right) \right)}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,75 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,75 = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h - V_1)^3}{3}$$

$$I = \frac{(65 \times 6,25^3) - ((65 - 12) \times (6,25 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,25)^3}{3} = 15486,91 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486,91 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,37 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{scal} = 1,72 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,37 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

On prend : 3T10 ; $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$

b) Sur appui (armatures supérieures) :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,57 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,174 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\beta = 0,904$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,57 \times 10^3}{0,904 \times 18 \times 348} = 1,70 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en Tê) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{scal} = 1,70 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

On prend : 1T10 + 1T12 ; $A_s = 1.92 \text{ cm}^2$

IV.6 .1.4. Vérification à l'E.L. S :

a) Position de l'axe neutre :

$$M_{ser} = 10.54 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A'(y - c) - 15.A(d - y) = 0 \rightarrow 32,5y^2 + 50.85y - 915.3 = 0$$

$$\rightarrow y = 4.58 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A'(y - c)^2 + 15A(d - y)^2 = 11239,46 \text{ cm}^4$$

c) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10.54 \times 10^3}{11239.46} \times 4.58 = 4.29 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.29 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

IV.6 .1.5. Vérification de la contrainte de cisaillement :

L'effort tranchant maximale $T_{MAX} = 15,08 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \times 10 = \frac{15,08 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,69 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

IV.6 .1.6. Les armatures transversales :

a) Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 200/35 ; 120/10 ; 10 \text{ mm} \}$$

$$= \min \{ 5,41 \text{ mm} ; 12 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 6 \text{ mm}$$

b) L'espacement :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10\Phi_l \} = \min \{ 15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

c) La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) \right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

$$k = 1 ; f_{tj} = 2,1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2} \right)}{b_0 d}$$

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \left(\frac{h}{2} \right)}{X - \frac{h}{2}} \Rightarrow T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_{max} \times \left[X - \left(\frac{h}{2} \right) \right]}{X}$$

On calcul la distance « X » :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = 1,95 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,10 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{15,08 \times 1,85}{1,95} = 14,30 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{14,30 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 0,79 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,79 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} = 0,0104 \text{ cm} \quad (2)$$

d) Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,033 \text{ MPa}; 0,4 \text{ MPa}) \Rightarrow$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \quad (3)$$

On prend le max entre (2) et (3) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq 0,02$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\text{On trouve : } A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{9,57}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 59,07 \text{ kN}$$

$$F_u = 59,07 \text{ kN} > T_u = 12,52 \text{ kN} ;$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

IV.6 .1.7. Compression de la bielle d'about

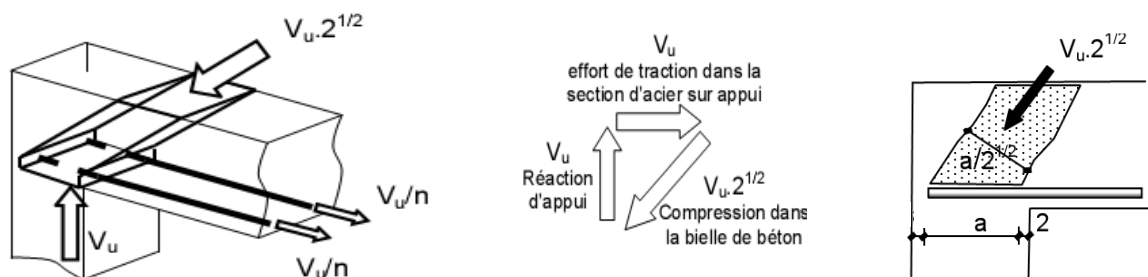


Figure IV.9 : Schéma de la bielle d'about.

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la biellette.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° , donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 12,52 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,016 \text{ m}$$

$$= 1,60 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ; \quad a' = c - c' - 2 ; \quad c' = 2 \text{ cm} ; \quad c = 40 \text{ cm}$$

Avec : c' : L'enrobage.

a' : La largeur d'appui ;

c : La largeur de l'appui du poteau ;

$$a' = 40 - 2 - 2 = 36 \text{ cm}$$

$$a = \min(36 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} \Rightarrow 16,2 \text{ cm} > 2,10 \text{ cm} ; \text{ C. vérifiée.}$$

IV.6 .1.7. Vérification de la flèche:

On doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{3,6}{f_e} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{330} = 0,06 < 0,044 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ 0,06 < 0,14 \dots\dots\dots \text{C.N.V} \\ 0,015 \geq 0,009 \dots\dots\dots \text{C.N.V} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées donc il faut calculer la flèche

G : Charge permanente après mise en place des cloisons.

P : Charge Totale ($P = G + \text{charge d'exploitation}$).

J : Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

On a :

$$\begin{cases} G = 6,33 \text{ KN/m}^2 \\ P = G + Q = 6,33 + 1 = 7,33 \text{ KN/m}^2 \\ J = G - 1 = 5,33 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour $b=0.65 \text{ m}$

$$\begin{cases} G = 6,33 \times 0,65 = 4,11 \text{ KN/ml} \\ P = 7,33 \times 0,65 = 4,76 \text{ KN/ml} \\ J = 5,33 \times 0,65 = 3,46 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

1. Calcul des moments fléchissant :

$$\begin{cases} M_G = 0,85 \frac{GL^2}{8} = 0,85 \times \frac{4,11 \times 4,65^2}{8} = 9,44 \text{ KN.m} \\ M_P = 0,85 \frac{PL^2}{8} = 0,85 \times \frac{4,76 \times 4,65^2}{8} = 10,93 \text{ KN.m} \\ M_J = 0,85 \frac{JL^2}{8} = 0,85 \times \frac{3,46 \times 4,65^2}{8} = 7,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

2. Détermination du centre de gravité :

$$\begin{aligned} Y_G &= \frac{\sum A_i Y_i}{A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0 \right) + 5 \left[\frac{b_0(h - h_0)(h - h_0)}{2} \right] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A_s} \\ &= \frac{(65 \times 4) \left(\frac{4}{2} + 20 - 4 \right) + \left[\frac{12(20 - 4)(20 - 4)}{2} \right] + 15 \times 3,39 \times 2}{(65 \times 4) + (20 - 4)12 + 15 \times 3,39} \\ Y_G &= 12,56 \text{ cm} \end{aligned}$$

3. Détermination du moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I_g &= \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - y_G)^3}{3} + 15A_s(d - y_G)^2 \\ I_g &= \frac{65 \cdot (12,56)^3}{3} - \frac{(65 - 12) \cdot (12,56 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20 - 12,56)^3}{3} + 15 \cdot 2,35 \cdot (18 - 12,56)^2 \\ I_g &= 35001,24 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Pourcentages des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015$$

4. Calcul des contraintes suivant les sollicitations :

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A.Z} = \frac{9,44 \times 10^3 N.m}{3.39 \times 0,9 \times 18} = 171,89 Mpa \\ \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A.Z} = \frac{10,93 \times 10^3 N.m}{3.39 \times 0,9 \times 18} = 199,02 Mpa \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A.Z} = \frac{7,94 \times 10^3 N.m}{3.39 \times 0,9 \times 18} = 144,57 Mpa \end{cases}$$

5. Calcul de μ_g, μ_p, μ_j

$$\begin{cases} \mu_g = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 171,89 + 2,1} \right] = 0,29 \\ \mu_p = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SP} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 199,02 + 2,1} \right] = 0,26 \\ \mu_j = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SJ} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 144,57 + 2,1} \right] = 0,34 \end{cases}$$

6. Calcul des moments d'inertie fictifs:

$$*\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2+3 \frac{b_0}{b}) \cdot \rho} = 3,73$$

$$*\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,49$$

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

$$I_{fi}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \times 35001,24}{(1 + 3,73 \times 0,29)} = 18495,15 cm^4$$

$$I_{fv}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \times 35001,24}{(1 + 1,49 \times 0,29)} = 26884,54 cm^4$$

$$I_{fi}^P = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = \frac{1,1 \times 35001,24}{(1 + 3,73 \times 0,26)} = 19545,82 cm^4$$

$$I_{fi}^J = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_j)} = \frac{1,1 \times 35001,24}{(1 + 3,73 \times 0,34)} = 16974,41 cm^4$$

7. Calcul de flèche (total et admissible):

$$f_{Gi} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^G} = \frac{9,44 \times 10^3 \times 465^2}{10 \times 32164,19 \times 18495,15} = 0,34 cm$$

$$f_{Gv} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^G} = \frac{9,44 \times 10^3 \times 465^2}{10 \times 10818,86 \times 26884,54} = 0,70 cm$$

$$f_{Pi} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^P} = \frac{10,93 \times 10^3 \times 465^2}{10 \times 32164,19 \times 19545,82} = 0,37 cm$$

$$f_{Ji} = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^J} = \frac{7,94 \times 10^3 \times 465^2}{10 \times 32164,19 \times 16974,41} = 0,31 cm$$

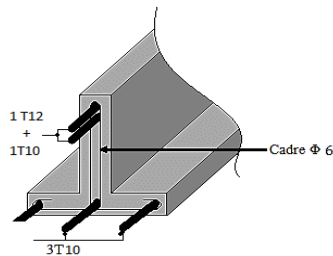
IV.6 .1.7. La flèche totale

$$\Delta f_t = (f_{Gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{Gi}) = (0.70 - 0.31) + (0.37 - 0.34)$$

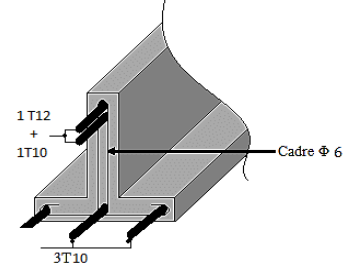
$$\Delta f_t = 0.42$$

$$\Delta f_{max} = \frac{l}{500} = \frac{465}{500} = 0.93$$

Donc : $\Delta f_t = 0.42 < \Delta f_{max} = 0.93$ condition vérifiée.



Appui de rive



Appui intermédiaire

Figure IV.10 : Dessin de ferrailage des poutrelles du plancher étage courant+ RDC.

IV.6 .2 Plancher Terrasse :

$$G = 6,24 \text{ KN/ml} \quad ; \quad Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 6,45 \text{ KN/ml} ; \quad Q_{ser} = 4,70 \text{ KN/ml}$$

Dans ce plancher, on a utilisé logiciel RDM6 pour calculer les efforts tranchants, les moments sur travées et en appuis.

1. Calcul les moments et les efforts tranchants de chaque type:

Les sollicitations maximales de calcul sont:

ELU: Par RDM6:

Type01 (2travées) :

$$M_{appui} = 16,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{travées} = 10,33 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = 18,45 \text{ KN}$$

Type02 (5travées) :

$$M_{appui} = 10,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{travées} = 9,93 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = 15,62 \text{ KN}$$

Type03 (4travées) :

$$M_{appui} = 10,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{travées} = 9,87 \text{ KN.m}$$

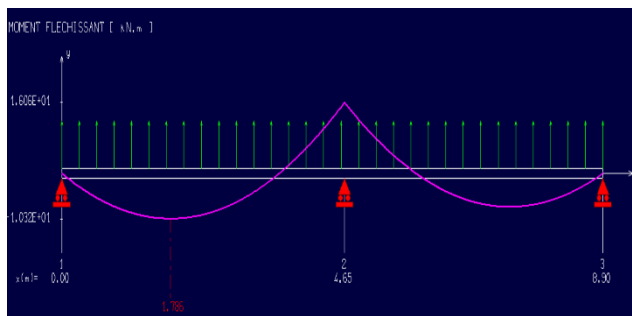
$$T_{max} = 16,13 \text{ KN}$$

Type04 (2travées) :

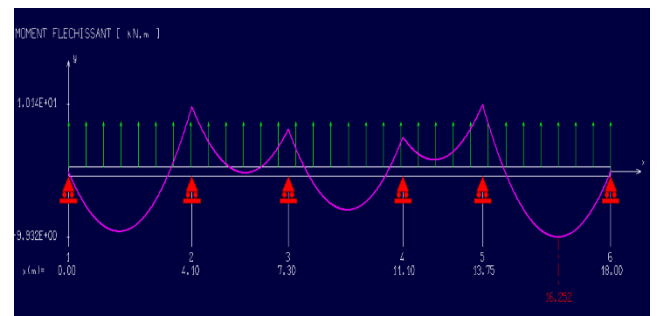
$$M_{appui} = 11,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{travées} = 9,52 \text{ KN.m}$$

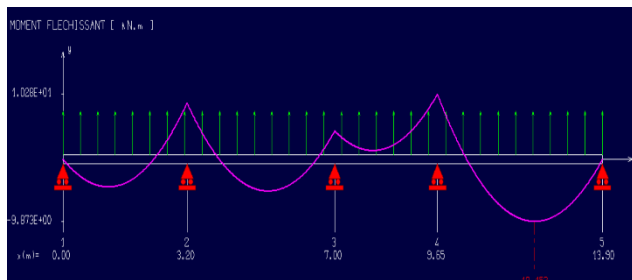
$$T_{max} = 16,33 \text{ KN}$$

Diagrammes Des moments :

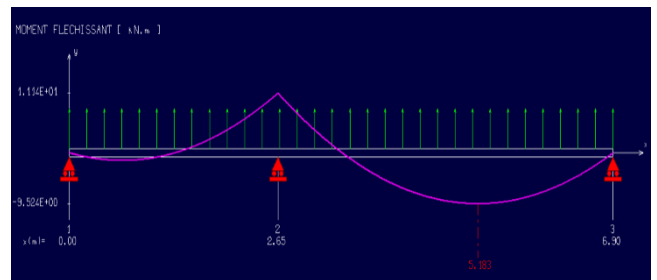
Type 01



Type 02



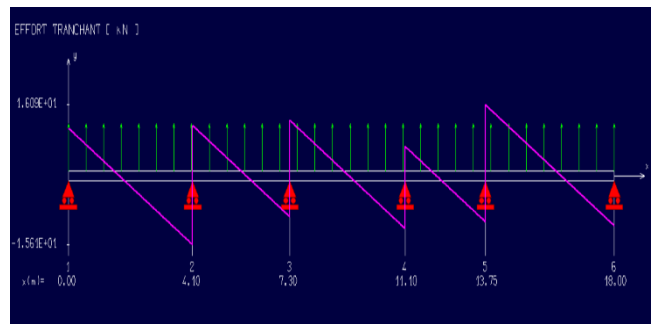
Type 03



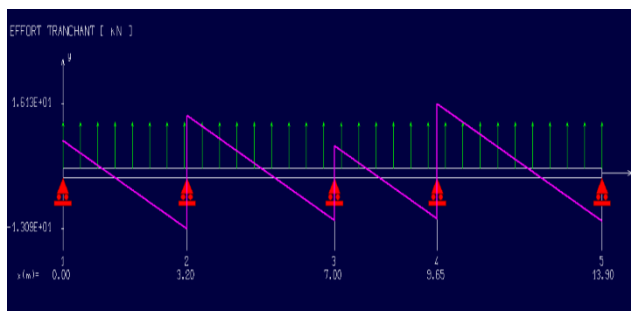
Type 04

Diagrammes des efforts tranchants :

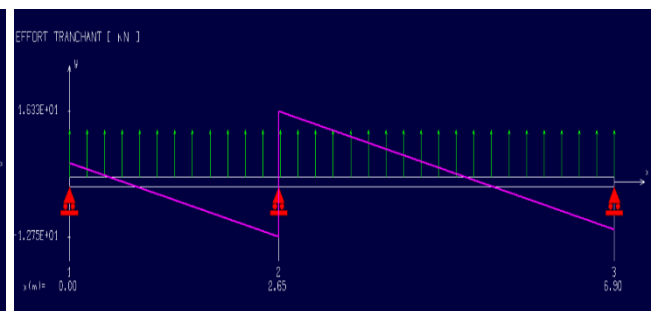
Type 01



Type 02



Type 03



Type 04

2-Calcul du ferrailage des poutrelles:**Calcul des armatures longitudinales:****❖ ELU****a. En travée**

On calcule le moment de résistance de la table:

$$M_{tb} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 65 \times 4 \times 14.20 \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(\max)} = 10,33 \text{ KN.m} < 59,07 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{10,33 \times 10^3}{14.20 \times (18^2) \times 65} = 0.034 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{10,33 \times 10^3}{0.983 \times 18 \times 348} = 1,67 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armatures:

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.67 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte: **3T10 = 2.36 cm².**

b. Sur appuis:

Le béton tendu est négligé, le calcul sera fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (12×24) cm²

$$M_{a.rive} = 16,06 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b_0} = \frac{16,06 \times 10^3}{14.20 \times (18^2) \times 12} = 0.290 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.824$$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{16,06 \times 10^3}{0.824 \times 18 \times 348} = 2,11 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armatures:

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.29 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.11 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.29 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte: **1T10+ 1T12 =1.92cm²**

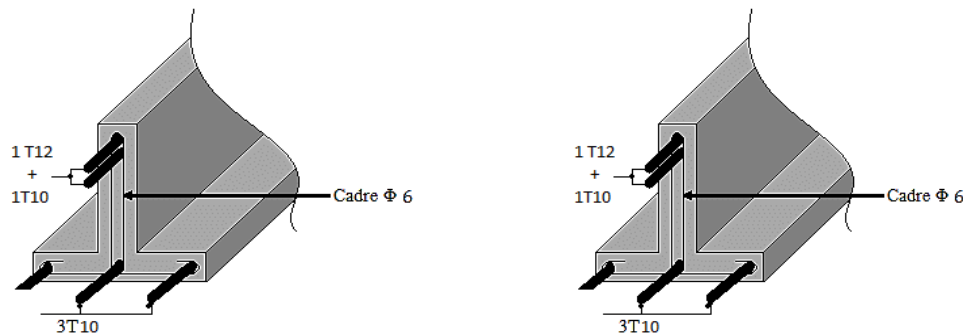


Figure IV.11 : schéma de ferrailage de Terrasse

IV.7 Ferrailage de la dalle de compression

Pour le ferrailage de la dalle de compression, les conditions suivantes doivent être respectées (BAEL91) :

1) L'hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4cm, et être armé d'un quadrillage de barres (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30cm pour les armatures parallèles aux nervures.

2) Si $A_{\perp}$ est la section des armatures perpendiculaires aux nervures en (cm^2/ml) on doit avoir :

- $A_{\perp} \geq 200 / f_e$: si l'entre axe des parallèles $L_n \leq 50\text{cm}$.
- $A_{\perp} \geq 4.L_n / f_e$: si l'entre axe L_n est : $50 < L_n \leq 80\text{cm}$.

3) Si $A_{//}$ est la section des armatures parallèles aux nervures, alors : $A_{//} \geq A_{\perp}/2$ en cm^2/ml .

a) Armatures perpendiculaires aux nervures :

$$50 \text{ cm} < L_n = 65\text{cm} \leq 80\text{cm}.$$

$$A_{\perp} \geq 4.L_n / f_e = (4 \times 65) / 520 = 0.5 \text{ cm}^2.$$

$$f_e : \text{Limite d'élasticité (treillis soudé) } \phi 6 \Rightarrow f_e = 520 \text{ MPa.}$$

On prend : $5 \phi 6 / ml$; $A_{\perp} = 1,41 cm^2 / ml$; $\delta t = 20 cm$.

b) Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq A_{\perp} / 2 \Rightarrow A_{//} \geq 1,41 / 2 = 0,7 cm^2 / ml \rightarrow 5 \phi 6 / ml.$$

$$A_{//} = 1,41 cm^2 / ml ; \delta t = 20 cm.$$

Donc on adopte un treillis soudé $\phi 6$ de maille $(200 \times 200) mm^2$.

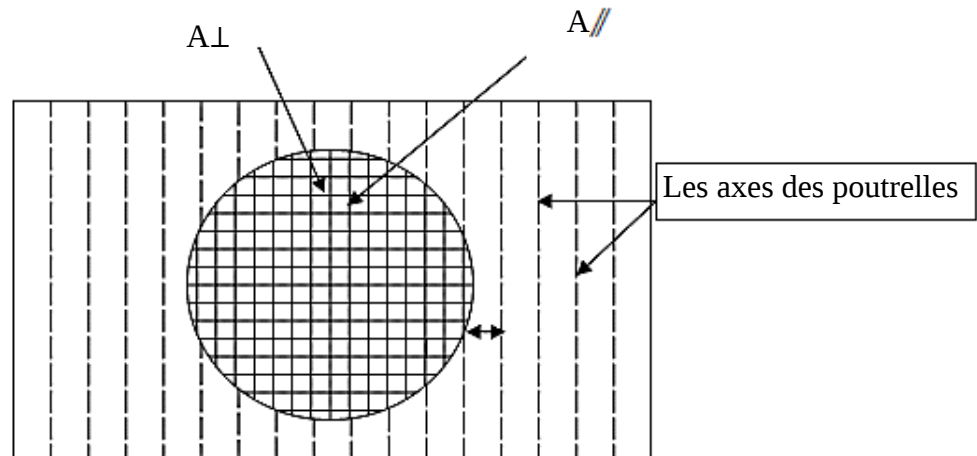


Figure IV-12 : Ferrailage de la dalle de compression

Chapitre V

ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

Généralités sur les séismes

Le mot séisme vient du grec seismos qui signifie « secousse ». C'est une série de secousses du sol, plus ou moins violentes, soudaines, imprévisibles et localisées. On parle également de tremblement de terre.

Les séismes mettent en évidence l'activité interne de la planète Terre. Souvent, un séisme se compose d'une ou de plusieurs secousses principales, brèves (quelques dizaines de secondes) suivies par d'autres secousses (répliques) au cours des heures et jours suivants.

La terre n'est pas un astre mort mais une planète vivante : les séismes et les éruptions volcaniques sont l'expression de l'instabilité de l'écorce terrestre.

Un séisme, ou tremblement de terre, est provoqué par un brusque déplacement de matière en profondeur (foyer du séisme), il se produit lors d'un relâchement brutal des tensions (de part et d'autre d'une faille, par exemple) à l'intérieur de la croûte terrestre ; la rupture qui s'ensuit provoque des vibrations, légères ou fortes, de la surface du sol. Le foyer du séisme est le point initial de la rupture. Immédiatement au-dessus, l'épicentre est le lieu d'intensité maximale du choc en surface, les destructions sont les plus importantes : éboulements, ouverture de larges fissures dans le sol, effondrements de bâtiments.

Ces ondes de choc se propagent en cercles concentriques à partir du foyer et de l'épicentre, diminuant d'intensité à mesure qu'elles s'en éloignent.

La principale cause des tremblements de terre est liée à la tectonique des plaques et aux contraintes engendrées par les mouvements d'une douzaine de plaques majeures et mineures qui constituent la croûte terrestre. La plupart des séismes tectoniques se produisent aux limites des plaques, dans les zones où une plaque glisse le long d'une autre.

Il est difficile de les prévoir mais on peut diminuer les risques humains en évitant de construire dans les régions réputées dangereuses. Des règles de construction ont été mises au point, préconisant l'usage de matériaux dotés d'une certaine élasticité : béton armé et acier.

Cependant ces normes antisismiques ne sont pas adoptées partout (souvent pour des raisons économiques), d'où les récents séismes meurtriers, comme celui de Boumerdes le 21 mai 2003.

V.1 Introduction

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme et d'éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

V.2. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

V.2 Présentation du logiciel ROBOT

ROBOT est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...Etc.).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ROBOT offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds.
- Les dalles ont été modélisées par des éléments « SHELL » (dalles pleines).

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ selon RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.

V.3 Méthode de calcul

Le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure, on distingue principalement deux méthodes d'analyse :

- Méthode d'analyse statique équivalente ;
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel ROBOT qui peut les calculer suivant différentes méthodes : Réponse Spectrum Function, Time History Function, ...

Réponse Spectrum Function a été choisi parce qu'elle est basée sur la méthode dynamique modale spectrale et qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes :

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître) ;
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan ;
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

V.4 Méthode d'analyse modale spectrale

V.4.1 Principe de la méthode

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, 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 :

$$V_d \geq 0.8 V_s$$

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_s).

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

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

V.4.2 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

V.4.3 Nombre de mode à considérer

D'après le RPA 99/2003 (article 4.3.4 -a) :

1. Pour les structure représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
 - La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
 - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
2. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_k \leq 0,20 \text{ sec}$

N : nombre de niveau au-dessus du sol et T_k : la période du mode K.

V.6 Calcul de l'effort sismique à la base

V.6.1 Principe de la méthode statique équivalente

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure. Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante ;
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire des secousses sismiques majeures.

V.6.2 Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale « V » est appliquée à la base de la structure et doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales, selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération de zone, il est tiré à partir du tableau 4.1 (RPA 2003) ;

Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone

	Zone			
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0,25	0,30	0.40
1B	0,12	0,20	0,25	0.30
2	0,10	0,15	0,20	0.25
3	0,07	0,10	0,14	0.18

Dans ce cas, $A = 0,15$

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Tableau V.2 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité

Critère q	P_q	
	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement		0,05
2. Redondance en plan		0,05
3. Régularité en plan		0,05
4. Régularité en élévation		0
5. Contrôle de la qualité des matériaux		0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution		0,10

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q_x = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,10) = 1,30$$

$$Q_y = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,10) = 1,30$$

R : R : coefficient de comportement globale de la structure (tableau 4.3 de RPA2003) $R = 5$

W : Poids totale du bâtiment, W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure ;

W_{Qi} : Charges d'exploitation ;

β : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau suivant :

$\beta : 0,20$

Tableau V.3 : Coefficient de pondération

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, ... Salles de classes, ...	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archive, bibliothèques, réservoirs et ouvrage assimilés	1,00
5	Autre locaux non visés ci-dessus	0,60

Dans ce cas, le poids a été tiré directement du logiciel ROBOT :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i == 51829.01 \text{ KN } t$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement « η » et de la période fondamentale de la structure « T ».

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

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, leurs valeurs sont donné par le tableau suivant :

$$T_1 = 0.54 \text{ s} \quad ; \quad T_2 = 0.68 \text{ s}$$

Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau suivant :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V.5 : Pourcentage d'amortissement critique

V.6.2.1. Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : $T = C_t h_N^{3/4}$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau (N) ;

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 du RPA 2003.

On a un sol meuble $\Rightarrow$ site 3 donc $T_1 = 0,54 \text{ sec}$ et $T_2 = 0,68 \text{ sec}$

$$T = C_t h_N^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times 33,66^{\frac{3}{4}} = 0,69 \text{ sec}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,76 ; \xi = 10\%$$

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \times \left(\frac{0,68}{0,69}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,82$$

V.6.2.2. Calcul de l'effort :

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,82 \times 1,30}{5} \times 51829,01 = 3678,82 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,55 \times 1,30}{5} \times 51829,01 = 3133,06 \text{ KN}$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente.

On vérifié aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T :

$$T_{dyn} = 0,80 \text{ sec} < T + 30\%T = 1,3 \times 0,70 = 0,92 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Sens longitudinale :**

$$V_{dx} = 3153,94 > 80\%V_{st} = 2943,05 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal :**

$$V_{dy} = 3033,98 > 80\%V_{st} = 2506,44 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.6.2.3. Résultats de l'analyse :

a) Facteurs de participation des masses modales :

Tableau V.6 : Périodes et facteurs de participation des masses modales

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1,61	0,62	6,83	59,13	0,01	6,83	59,13	0,01	5369131,02	5369131,03	5369131,02
3/ 2	1,74	0,57	66,84	65,97	0,01	60,01	6,84	0,00	5369131,02	5369131,03	5369131,02
3/ 3	2,01	0,50	67,00	66,30	0,01	0,16	0,32	0,00	5369131,02	5369131,03	5369131,02
3/ 4	6,45	0,15	73,14	78,69	0,06	6,14	12,39	0,05	5369131,02	5369131,03	5369131,02
3/ 5	6,76	0,15	85,49	84,95	0,07	12,35	6,26	0,01	5369131,02	5369131,03	5369131,02
3/ 6	8,19	0,12	85,54	85,01	0,07	0,05	0,06	0,00	5369131,02	5369131,03	5369131,02
3/ 7	10,32	0,10	85,54	85,02	5,78	0,01	0,01	5,70	5369131,02	5369131,03	5369131,02
3/ 8	10,84	0,09	85,55	85,03	10,94	0,01	0,01	5,16	5369131,02	5369131,03	5369131,02
3/ 9	11,17	0,09	85,55	85,03	10,98	0,00	0,00	0,04	5369131,02	5369131,03	5369131,02
3/ 10	11,99	0,08	85,55	85,03	34,15	0,00	0,00	23,17	5369131,02	5369131,03	5369131,02
3/ 11	12,11	0,08	85,56	85,03	41,51	0,01	0,00	7,36	5369131,02	5369131,03	5369131,02
3/ 12	12,70	0,08	85,57	85,05	41,95	0,00	0,02	0,44	5369131,02	5369131,03	5369131,02
3/ 13	12,72	0,08	85,57	85,05	41,99	0,00	0,00	0,04	5369131,02	5369131,03	5369131,02
3/ 14	13,46	0,07	85,63	85,21	42,05	0,06	0,16	0,06	5369131,02	5369131,03	5369131,02
3/ 15	13,59	0,07	86,09	85,24	42,06	0,46	0,04	0,01	5369131,02	5369131,03	5369131,02
3/ 16	13,73	0,07	86,11	85,25	42,91	0,02	0,01	0,85	5369131,02	5369131,03	5369131,02
3/ 17	13,81	0,07	86,86	85,26	43,08	0,75	0,00	0,17	5369131,02	5369131,03	5369131,02
3/ 18	13,92	0,07	90,72	86,83	43,09	3,86	1,57	0,00	5369131,02	5369131,03	5369131,02
3/ 19	14,46	0,07	91,91	91,49	43,09	1,19	4,67	0,00	5369131,02	5369131,03	5369131,02

Le logiciel ROBOT peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

a- Sens longitudinal : $\sum \alpha_x = 91.91\% \geq 90\%$condition vérifiée

b- sens transversal : $\sum \alpha_y = 91.49\% \geq 90\%$condition vérifiée

- **Sens longitudinale :**

$$V_{dx} = 3153.94 > 80\%V_{st} = 2943.05 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal :**

$$V_{dy} = 3033.98 > 80\%V_{st} = 2506.44 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

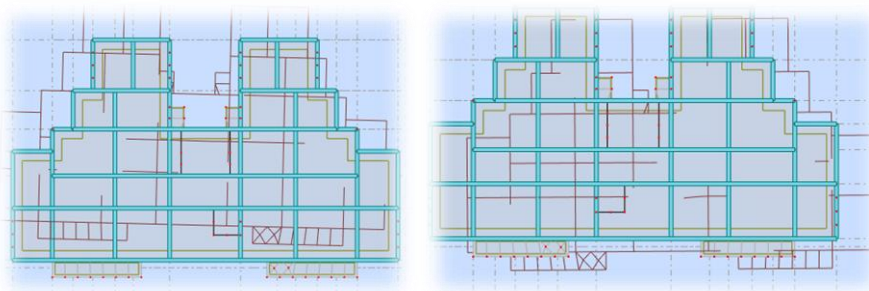


Figure V.1 : Analyse de la structure Mode 1 et 2.

- **L'effort normal réduit (Art 7.4.3.1RPA99 V2003) :**

$$V = \frac{Nd}{Bc \cdot Fc \ 28}$$

Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton

⇒ Il est tiré du logiciel ROBOT pour chaque section des poteaux en prenant la valeur maximale donnée par les combinaisons sismique suivantes : G + Q + E

$$0.8G \pm E$$

Bc : est l'air (section brute) du poteau.

Fc28 : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (Fc28 = 25 MPa)

Tableau V.6 : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (Fc28 = 25 MPa)

niveau	A x B (cm ²)	BC (cm ²)	Nd (kn)	Nd/Bc .fc28	$V = \frac{Nd}{Bc \cdot Fc \ 28}$
10ème étage	35*35	1225	800.96	0.26	Vérifiée
9ème étage	35*35	1225	800.96	0.26	Vérifiée
8ème étage	40*40	1600	1053.55	0.26	Vérifiée
7ème étage	40*40	1600	1053.55	0.26	Vérifiée
6ème étage	40*40	1600	1053.55	0.26	Vérifiée
5ème étage	45*45	2025	1407.56	0.27	Vérifiée
4ème étage	45*45	2025	1407.56	0.27	Vérifiée
3ème étage	45*45	2025	1412.39	0.27	Vérifiée
2ème étage	50*50	2500	1553.38	0.24	Vérifiée
1 ^{er} étage	50*50	2500	1553.38	0.24	Vérifiée
R.D.C	50*50	2500	1553.38	0.24	Vérifiée

V.7 Calcul des déplacements

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta_k} \quad \text{avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

- R : Coefficient de comportement ; R = 5
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta_k}$: déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure.

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens, longitudinal et transversal.

Tableau V.6 : les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
4/ 1	0,141	0,023	0,141	0,023	0,00	0,00	0,133	0,071	0,122	0,045
4/ 2	0,418	0,069	0,276	0,046	0,00	0,00	0,379	0,196	0,369	0,162
4/ 3	0,790	0,134	0,373	0,064	0,00	0,00	0,716	0,374	0,704	0,324
4/ 4	1,242	0,213	0,452	0,079	0,00	0,00	1,128	0,590	1,104	0,523
4/ 5	1,748	0,302	0,506	0,090	0,00	0,00	1,595	0,830	1,553	0,749
4/ 6	2,288	0,399	0,540	0,096	0,00	0,00	2,096	1,086	2,034	0,991
4/ 7	2,851	0,500	0,563	0,101	0,00	0,00	2,620	1,353	2,532	1,248
4/ 8	3,418	0,602	0,566	0,103	0,00	0,00	3,150	1,633	3,035	1,512
4/ 9	3,976	0,704	0,558	0,102	0,00	0,00	3,675	1,923	3,521	1,777
4/ 10	4,524	0,806	0,548	0,101	0,00	0,00	4,191	2,225	3,994	2,042
4/ 11	5,049	0,904	0,525	0,098	0,00	0,00	4,688	2,542	4,447	2,297

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
5/ 1	0,025	0,138	0,025	0,138	0,00	0,00	0,071	0,141	0,057	0,108
5/ 2	0,074	0,425	0,049	0,287	0,00	0,00	0,210	0,434	0,172	0,343
5/ 3	0,141	0,823	0,067	0,397	0,00	0,00	0,399	0,842	0,325	0,669
5/ 4	0,223	1,309	0,082	0,486	0,00	0,00	0,628	1,343	0,506	1,066
5/ 5	0,315	1,859	0,092	0,550	0,00	0,00	0,887	1,914	0,706	1,514
5/ 6	0,414	2,450	0,098	0,591	0,00	0,00	1,164	2,528	0,917	1,993
5/ 7	0,516	3,067	0,103	0,618	0,00	0,00	1,455	3,174	1,135	2,491
5/ 8	0,620	3,693	0,104	0,625	0,00	0,00	1,750	3,829	1,353	2,993
5/ 9	0,722	4,312	0,102	0,620	0,00	0,00	2,042	4,480	1,567	3,489
5/ 10	0,823	4,924	0,100	0,611	0,00	0,00	2,331	5,123	1,776	3,975
5/ 11	0,919	5,513	0,097	0,589	0,00	0,00	2,610	5,747	1,977	4,443

Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de justification de la sécurité de l'article 5.10 du RPA 99/2003 est vérifié.

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

On prend valeur maximale :

$$\delta_k = 5 \times 0.563$$

$$\delta_k = 2.81 < 3.06 \quad \text{verifié}$$

Chapitre VI

FERRAILLAGE DES PORTIQUES

VI.1. Introduction

L'étude sous charge verticales et horizontales, nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées. Le logiciel SAP 2014 a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

VI.2. Les combinaisons de calcul

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont donnée ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrailés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

- Poutres : $\begin{cases} \text{Sollicitations du 1ere genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{cases}$
- Poteaux : $\begin{cases} \text{Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003)} : \{G + Q \pm E\} \end{cases}$

Avec :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitation ;

E : Effort sismique.

VI.3. Ferrailage des poutres

VI.3.1. Méthode de calcul

En cas générale, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, donc on fait le calcul en flexion simple.

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{ier} et du 2^{ème} genre :

Sollicitations du 1^{ier} genre (BAEL 91) : $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ *Moment correspondant* M_{sp1}

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003) : $\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow$

Moment correspondant M_{sp2}

$$\text{Si : } \begin{cases} \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} < 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p2} \\ \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} > 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1} \end{cases}$$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités (γ_s ; γ_b).

Pour la situation accidentelle : $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$

Pour la situation normale ou durable : $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 384 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$

VI.3.2. Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales

D'après le RPA 99/2003 (article 7.4.2) on a

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$;
- Section d'armature maximale : $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans ce cas, le ferrailage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferrillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

VI.3.3. Exemple de calcul

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

VI.3.3.1. Ferrailage d'une poutre :

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section : $h = 45 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

a) sur appuis :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 98.37 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 100.58 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,97 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

$$M_{sp2} = 100.58 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{100.58 \times 10^3}{30 \times 40.5^2 \times 14,2} = 0,143 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,9225$$

a.1) La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{100.58 \times 10^3}{0,9225 \times 40.5 \times 348} = 7.74 \text{ cm}^2$$

a.2) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 40.5 \times 2.1}{400} = 1.46 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 3T14 (C)+3T12 (F) (A = 8.01 cm²)

b) en travée :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 55.69 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 63.21 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,97 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

$$M_u = 63.21 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{63,21 \times 10^3}{30 \times 40.5^2 \times 14.2} = 0,09 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,953$$

b.1) La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{63,21 \times 10^3}{0,953 \times 40.5 \times 348} = 4,70 \text{ cm}^2$$

b.2) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 40.5 \times 2.1}{400} = 1.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.5\% \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2 \text{ en toute section}$$

Donc on prend : **3T14** (A = 4,62cm²) avec $\Delta \leq 3\%$

$A_{totale} > A_{\min}$; Condition vérifiée

c) Contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = 88.74 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{88.74 \times 10}{30 \times 40.5} = 0,73 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,73 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

d) Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l\right\}$$

$$\Phi_t \leq \min\{12.85 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 12 \text{ mm}\}$$

$$\Rightarrow \text{on adopte } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

d) L'espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{36 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_l\right\} = \min\{11.25 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm}\}$$

$$\Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

e) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,36 ; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,40 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,73 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,016 \text{ cm} \quad (2)$$

$$\text{De (1) et (2) } \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{adoptée}} \geq 0,06 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} A_t \geq 0,06 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Soit : } 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

f) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T = 88.74; M_{ap} = 100.58 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{100.58}{0.9 \times 40.5 \times 10^{-2}} = 275.93 \text{ KN.m} > 88.74 \text{ KN.m}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

g) Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab} ; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0.8 \times b \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 88.74 \times 1.5}{0.8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0.044 \text{ m} = 4.4 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0.9d) = \min(26 \text{ cm} ; 36.45 \text{ cm}) = 26 \text{ cm} ; a > 4.4 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

h) Entraînement des armatures :**h.1) Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1.5$ pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ; $T = 88.74 \text{ kN}$;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; $n = 6$;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1.4 = 4.40 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} = \frac{88.74 \times 10^3}{36.45 \times 4.40 \times 6 \times 10^2} = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0.92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3.15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

h.2) Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,47 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

h.3) Calcul des crochets :

Crochets courant d'angle de 90° :

$$L_2 = d - (c + \Phi/2 + r) ; L_1 \geq (L_s - 2,19r - L_2)1,87$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 19,30 \text{ cm} \\ L_1 = 4,58 \text{ cm} \end{cases} \quad \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 18,10 \text{ cm} \\ L_1 = 7,70 \text{ cm} \end{cases}$$

h.4) La longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 48 \text{ cm} \\ \Phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow l = 64 \text{ cm} \end{cases}$$

i) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 31.03 \text{ KN.m} ; A = 4,62 \text{ cm}^2$$

i.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 69.3y - 2806.65 = 0 \rightarrow y = 11.56 \text{ cm}$$

i.2) Moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 \\ &= \frac{30 \times 11.56^3}{3} + (15 \times 4.62 \times (40.5 - 11.56)^2) = 73488.42 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

i.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{31.03 \times 10^3}{73488.42} \times 11.56 = 4.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.88 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

i.4) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$.

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{31,03 \times 10^3}{73488,42} \times (40,5 - 11,56) = 183,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 183,29 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

j) Vérification des flèches à l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{510} = 0,088 > 0,062 ; \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t ser}}{10 \times M_{0 ser}} \Rightarrow \frac{45}{510} = 0,088 > \frac{31,03}{10 \times 39,40} = 0,078 ; \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,88}{30 \times 40,5} = 0,006 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 ; \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus sont notés dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 1 : Ferrailage des poutres principales

Niveau	Section	M _{sp2}	A _{calculé}	A _{min}	A _{adopté}	N de barre
Terrasse	Travée	63.21	4.73	6.75	6.16	4T14
	Appuis	100.58	7.74	6.75	8.01	3T14 (C) +3T12 (F)
Etages courant + R.D.C	Travée	95.98	7.36	6.75	7.57	3T16+1T14
	Appuis	120.00	9.41	6.75	9.42	3T16 C +3T12

Niveau	Section	M _{max}	A _{calculé}	A _{min}	A _{adopté}	N de barre
Terrasse	Travée	46.88	4.69	6	4.62	3T14
	Appuis	93.89	8.88	6	9.24	3T14 (C) + 3T14 (F)
Etages courant + R.D.C	Travée	44.96	4.96	6	5.75	3T14+1T12
	Appuis	87.87	7.77	6	8.01	3T14 (C) +3T12 (F)

Tableau VI. 2 : Ferrailage des poutres secondaires

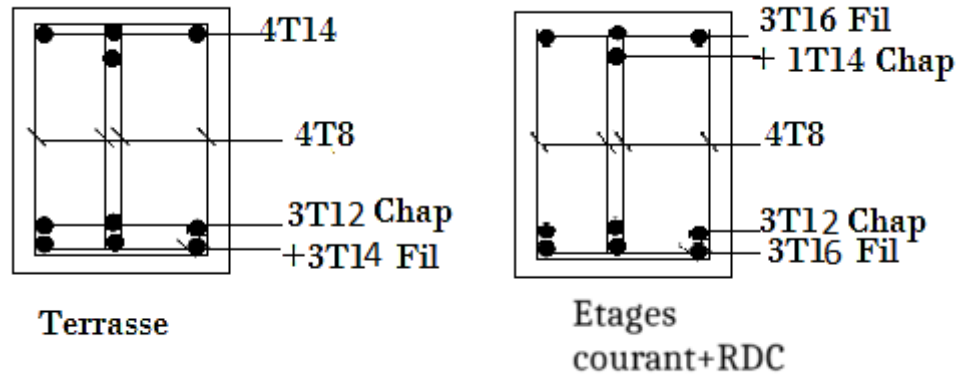


Figure VI.1: Dessin de ferrailage des sections des poutres principales

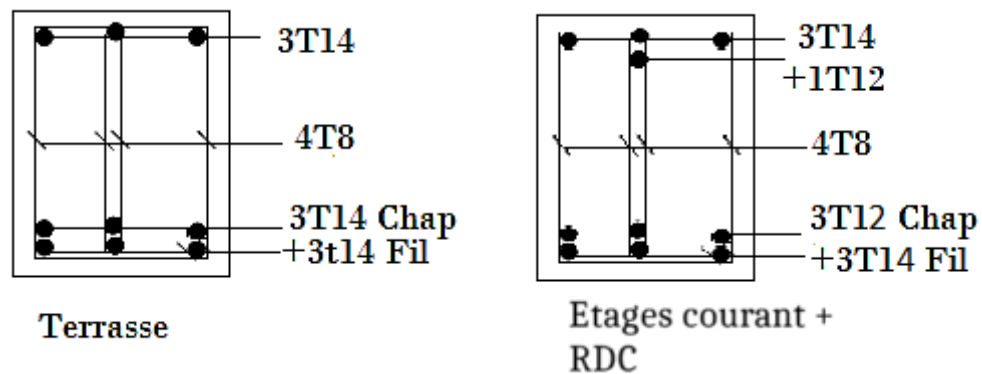


Figure VI.2: Dessin de ferrailage des sections des poutres secondaires

VI.3.3.2. Ferrailage des poteaux

A. Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_1 \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_2 \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_4 \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_5 \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité γ_s ; γ_b :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{array} \right. \\ \text{Situation normale : } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

B. Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone II) ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\phi \text{ en zone I et II} \\ 50\phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003 :

Tableau VI.3 : Armatures minimales pour les poteaux.

Type de poteaux	$A_{min} = 0,7\% \times S[\text{cm}^2]$	$A_{max1} = 4\% \times S[\text{cm}^2]$	$A_{max2} = 6\% \times S[\text{cm}^2]$
Type 1(50 x 50) cm ²	17.50	100	150
Type 2(45 x 45) cm ²	14.17	81	121.5
Type 3(40 x 40) cm ²	11.20	64	96
Type 4(35 x 35) cm ²	8.58	49	73.5

C. Exemple de calcul

1. Les sollicitations défavorables

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de (KN.m) :

Tableau VI.4 : Sollicitations du premier genre.

Etages		Type 1 (50 x 50)cm ²	Type 2 (45 x 45)cm ²	Type 3 (40 x 40)cm ²	Type 4 (35 x 35) cm ²
Combinaison					
A	N_{max}	2250.47	2061.90	1533.98	1301.12
	M_{cor}	10.19	43.40	10.30	31.97
B	N_{min}	46.68	59.90	58.96	41.92
	M_{cor}	1239.46	961.75	732.88	52.11
C	M_{max}	46.68	5.90	5.96	4.92
	N_{cor}	1239.94	961.75	732.88	520.11
	T	4.41	5.98	560	8.21

2. Calcul d'un poteau

b.1) Méthode de calcul :

Pour cet exemple le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre.

- a) On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) \end{cases}$$

- b) On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(\frac{1 - 0,514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ($A = A' = 0$)

- c) Sinon, on calcul la section des armatures :

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

- d) On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$\begin{cases} A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t \\ A_{adoptée} = \max\{A_1 ; A_2 ; \dots ; A_{min}\} \end{cases}$$

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

❖ **Poteau (RDC, 1^{er} 2^{eme} étage) :**

(50X50) cm² Données :

- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0.9h$
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

• **Combinaison de 1^{er} genre**

$$N_{\max} = 2250.47 \text{ KN}$$

$$M_{\text{cor}} = 10.19 \text{ KN.m}$$

➤ **Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{10.19}{2250.47} = 0.0045 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 2250.47 \left(0.45 - \frac{0.50}{2} + 0.0045 \right) = 460.23 \text{ KN. m.}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 f_{bc} \times b \times h & N_u \leq 0.81 \times 14.17 \times 50 \times 50 \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(\frac{1 - 0.514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \Rightarrow M_u \leq 2250.47 \times 0.45 \times \left(1 - 0.514 \times \frac{2250.47 \times 10^3}{50 \times 45 \times 14.17 \times 100} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 2250.47 \text{ KN} < 28694.25 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$M_u = 460.23 \text{ KN.m} < 6452.85 \text{ KN. m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{460.23 \times 10^3}{50 \times 45^2 \times 14.17} = 0.32 \\ \beta = 0.80 \\ A_s = \frac{460.23 \times 10^3}{0.80 \times 45 \times 348} = 36.73 \text{ cm} \\ A_{sl} = 36.73 - \frac{2250.47 \times 10^3}{348 \times 100} = -27.93 < 0 \end{array} \right.$$

La section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ($A = A' = 0$)

La même chose pour les autres types

➤ Les résultats sont notés dans un tableau :

Tableau VI.5 : Ferrailage des poteaux.

Niveaux	cas	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{adoptée} (cm ²)
		N _u (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)	N _{ACC} (t)	M _{ACC} (t.m)	A _{cal} (cm ²)	
Type 1 (50 x 50 cm ²)	A	225.47	1.19	0	271,86	3,09	0	4T20+4T14 =18.72
	B	48,25	0,91	0	166,53	0,98	0	
	C	123.94	4.68	0	106,71	9,14	0	
Type 2 (45 x 45 cm ²)	A	206.90	4.40	0	134,72	1,58	0	4T16+4T14=14.20
	B	30,45	3,20	0	75,22	0,79	0	
	C	96.75	5.90	0	67,88	12,10	0	
Type 3 (40 x 40 cm ²)	A	153.98	1.10	0	94,37	3,33	0	8T14=12,32
	B	12,2	3,18	0	20,68	1,38	0	
	C	73.88	5.96	0	31,89	11,46	0	
Type 4 (35 x 35 cm ²)	A	130.12	3.97	0	87,94	2,93	0	8T12=9,05
	B	1,56	1,07	0	5,27	0,74	0	
	C	52.11	4.92	0	10.13	8.68	0	
	B	4.20	0.58	0	3.75	1.22	0	
	C	81.2	24.53	0	58.30	7.11	0	

- **Vérifications**

- **Vérifications de la contrainte de cisaillement**

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (50 x 50 cm²).

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{4.41 \times 10}{50 \times 45} = 0,0196 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0196 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

3. Calcul des armatures transversales

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

a) Le diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : Coefficient correcteur égale à : $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

S_t : Espacement des armatures transversales.

b) L'espacement :

D'après le RPA 99/2003 on

$$a : \begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 16 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

c) Calcul de l'élancement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 5,1}{0,50} = 7,14 > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 4.41}{0.50 \times 235} = 1.40 \text{ cm}^2$$

d) Quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_t/T \times b \text{ en \% est donné comme suit : } \lambda_g > 5 \rightarrow 0,3\%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times 15 \times 45 = 2,03 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_t = 10\Phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$< 2,48 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

f) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 51 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm} \right.$$

$$L' = 2h = 100 \text{ cm}$$

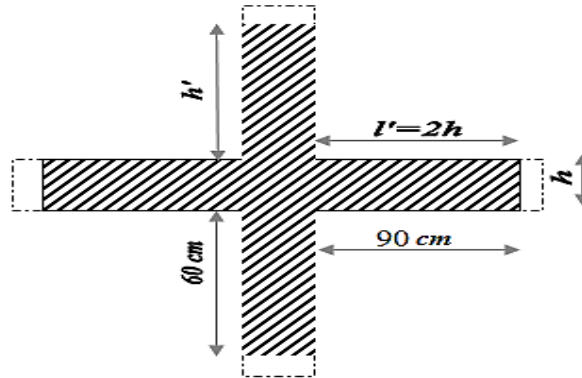


Figure VI.3 : La zone nodale

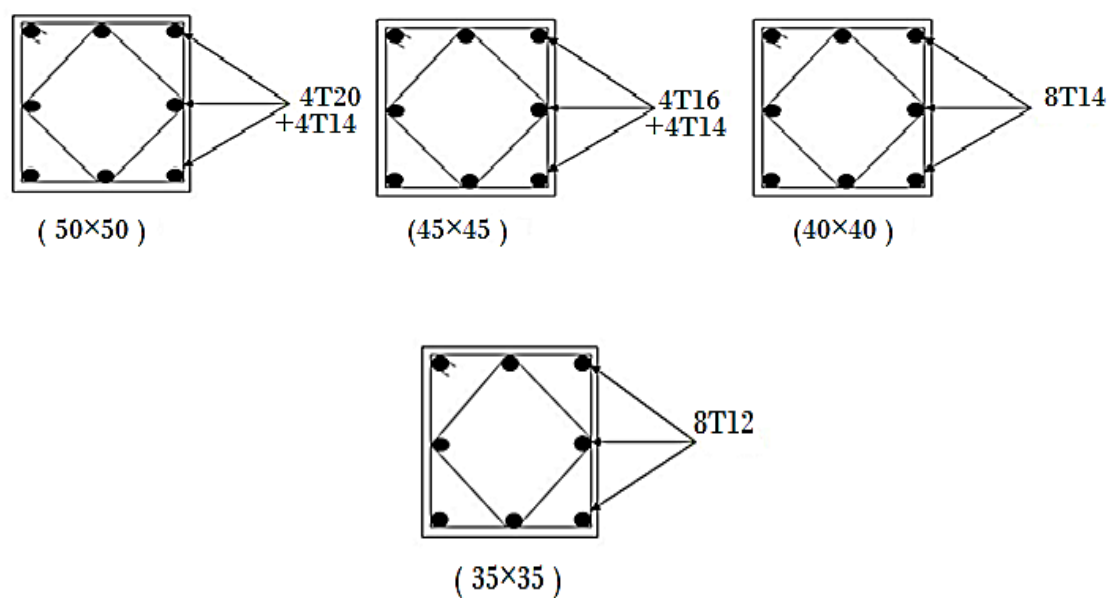


Figure VI.4 : Ferrailage des poteaux

Chapitre VII

FERRAILLAGE DES VOILES

VII.1. Introduction

Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs. L'épaisseur minimale est de 15cm.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités. Pour cette structure, la hauteur d'étage est de 3.06m pour tous les étages, à cet effet l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante : $e = h_e / 25 = 306 / 25 = 12,24 \text{ cm}$, l'épaisseur des voiles a été prise égale à 20 cm.

Les voiles sont des éléments verticaux ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau «allongé » de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

VII.2. Le système de contreventement

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique - voile, naissent des forces qui peuvent changées de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

1. Conception

- ◆ Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion);
- ◆ Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher);
- ◆ L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

2. Calcul

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique - voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

VII.3 Le principe de calcul

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- ♦ $G + Q \pm E$; Vérification du béton;
- ♦ $0.8G + E$; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode de contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature:

- ♦ Armatures verticales;
- ♦ Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs);
- ♦ Armatures transversales.

VII.3.1. Méthode de calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

N: effort normal appliqué;
 M: moment fléchissant appliqué;
 A: section du voile;
 V: distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée;
 I: moment d'inertie.

On distingue trois cas:

a) Premier cas

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :

$$A_{min} = 0,15aL$$

b) Deuxième cas

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$; La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ».

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e} ; \text{ On compare } A_v \text{ par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :}$$

- ♦ Si : $A_v < A_{min} = 0,15\%aL$, on ferraille avec la section minimale ;
- ♦ Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

c) Troisième cas :

(σ_1 et σ_2) : Sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VII.3.2. Armatures verticale

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0.15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

VII.3.3. Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit:

- ♦ Globalement dans la section du voile 0.15%;
- ♦ En zone courante 0,10%.

VII.3.4. Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

VII.3.5. Armatures de coutures

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1,4V_u \end{cases}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VII.4 Ferrailage des voiles :

❖ 1^{er} type :

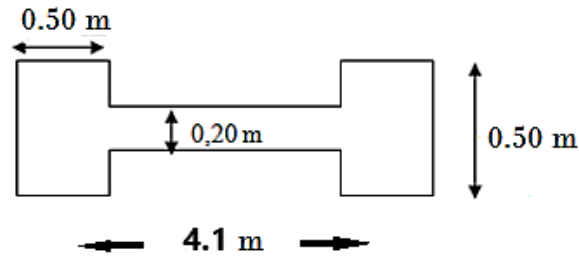


Figure VII.1 : Schéma du voile + 2 poteaux.

$$N = 1015.31 \text{ KN}$$

$$M = 43.79 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 126.47 \text{ KN}$$

$$A = (a \times 4.1) = 0.82 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{a L^3}{12} = \frac{0.2 \times 4.1^3}{12} = 1.14 \text{ m}^4$$

$$V = \frac{4.1}{2} = 2.05 \text{ m}$$

1) Détermination des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{1015.31}{0.82} + \frac{43.79 \times 2.05}{1.14} = 1316.93 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{1015.31}{0.82} - \frac{43.79 \times 2.05}{1.14} = 1159.44 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue" ;
alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

2) Calcul des armatures verticales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

$$A_{min} = 0,15\% . a . L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

3) Le diamètre

$$D \leq \frac{1}{10} a \text{ (mm)}$$

$$D \leq \frac{1}{10} 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : **D = 12 mm**

4) L'espacement

Selon le BAEL 91, on a :

$$S_t \leq \text{Min} \{2.a, 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \text{Min} \{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a:

$$S_t \leq \text{Min} \{1, 5 \times a; 30 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \text{Min} \{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

Donc : $S_t \leq \min \{S_{t\text{BAEL}} ; S_{t\text{R.P.A 99}}\}$

$S_t \leq 30 \text{ cm}$ On adopte un espacement de **$S_t = 20 \text{ cm}$**

Le choix de la section des armatures verticales est **5 T 12 (p. m) = 5,65 cm²/ml**

5) Armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \frac{1,4V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 126.47 \times 10^3}{40000} = 4.87 \text{ cm}^2$$

6) Armatures totale :

$$A_v = A_{min} + A_{vj} = 3 + 4.87 = 7.92 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend : **7T12 p.ml = 7.92 cm² ; $S_t = 15 \text{ cm}$**

7) Vérification des contraintes de cisaillement

♦ BAEL 91

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{126.47 \times 10^3}{200 \times 2160} = 0,3 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,3 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

♦ RPA 99/2003

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 126.47 \times 10^3}{200 \times 2160} = 0.40 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,40 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

VII.5. Disposition des armatures

VII.5.1 Armatures verticales

Les arrêts, jonctions et enrobage des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm, selon le BAEL 91 et ne doit pas dépasser 1,5 fois l'épaisseur du mur ni 30 cm, selon le RPA 99/2003.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres ne doit pas être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm :

$$\text{On a : } \begin{cases} S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \frac{S_t}{2} = 7,5 \text{ cm} < 15 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ L = 410 \text{ cm} \rightarrow \frac{410}{10} = 41 \text{ cm} \end{cases}$$

VII.5.2 Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ ;

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur ; Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $S_t \leq \min\{1,5e ; 30 \text{ cm}\}$; Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

VII.5.3 Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré ; Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

❖ 2ème type :

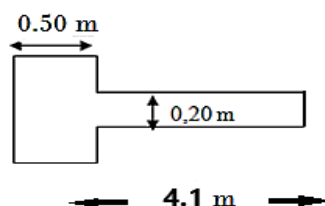


Figure VII.1I : Schéma du voile + poteau .

$$N = 2176.06 \text{ KN}$$

$$M = 17.58 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 91.73 \text{ KN}$$

$$A = (a \times 4.1) = 0.82 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{a L^3}{12} = \frac{0.20 \times 4.1^3}{12} = 1.14 \text{ m}^4$$

$$V = \frac{4.1}{2} = 2.05 \text{ m}$$

1) Détermination des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{2176.06}{0.82} + \frac{17.58 \times 2.05}{1.14} = 2685.34 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{2176.06}{0.82} - \frac{17.58 \times 2.05}{1.14} = 2622.11 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue" ;
alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

2) Calcul des armatures verticales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

$$A_{min} = 0.15\% . a . L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{min} = 0.15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

3) Le diamètre

$$D \leq \frac{1}{10} a \text{ (mm)}$$

$$D \leq \frac{1}{10} 150$$

$$D \leq 15 \text{ mm}$$

On adopte : **D = 12 mm**

4) L'espacement

Le choix de la section des armatures verticales est **5 T 12 (p. m) = 5,65 cm²/ml ; S_t = 20 cm**

5) Armatures de couture

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 91.73 \times 10^3}{40000} = 3.21 \text{ cm}^2$$

6) Armatures totale

$$A_v = A_{min} + A_{vj} = 3 + 3.21 = 6.21 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend : **7T12 p.ml** = 7.92 cm² ; **S_t = 15 cm**

7) Vérification des contraintes de cisaillement

♦ BAEI 91

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{91.73 \times 10^3}{150 \times 2160} = 0,3 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,3 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

♦ RPA 99/2003

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 91.73 \times 10^3}{150 \times 2160} = 0.40 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,40 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

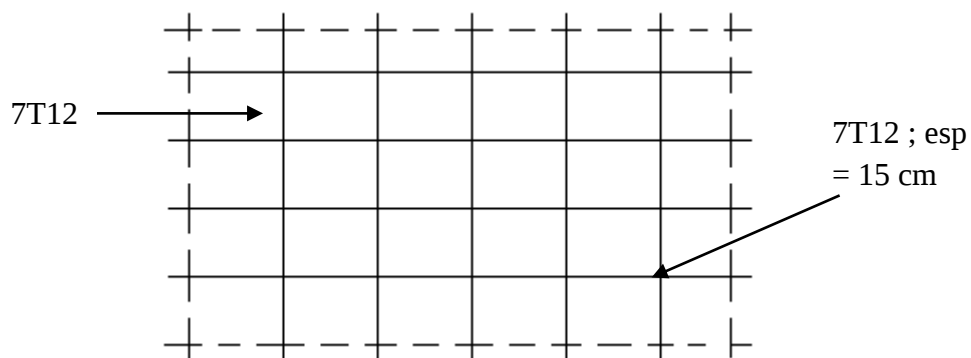


Figure VII. 2 : La disposition du ferrailage du voile

Chapitre VIII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1 Introduction

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VIII.2. Le voile périphérique

Afin de donner plus de rigidité à la partie RDC de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le RPA 99/2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur ≥ 15 cm ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- Un recouvrement de 40Φ pour le renforcement des angles.

On adopte $e = 20$ cm, la hauteur du voile périphérique = 3,06 m et on fait le calcul pour une bande de 1 m de largeur :

- Q : surcharge d'exploitation = $1,5 \text{ kN/m}^2$;
- γ : poids volumique de la terre = 17 kN/m^3 ;
- Φ : angle de frottement interne du sol = 35° ;
- Ka : coefficient de poussée des terres : $Ka = \tan^2(\pi/4 - \Phi/2)$

On a : $\beta = \lambda = 0^\circ$

$$Ka' = \frac{Ka}{\cos(\beta - \lambda)} = Ka = \tan^2(45^\circ - 17,5^\circ) = 0,271$$

VIII.2.2 Calcul des charges

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

a) Poussée des terres :

$$p_1 = Ka \times \gamma \times h = 0,271 \times 17 \times 3,06 = 1,41 \text{ t/ml}$$

b) Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = Ka' \times q \times h = 0,271 \times 0,15 \times 3,06 = 0,13 \text{ t/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à p_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $Ka' \cdot \Phi$ et la résultante p_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

c) la charge pondérée :

$$Q = 1,35p_1 + 1,5p_2 = 2,10 \text{ t/ml}$$

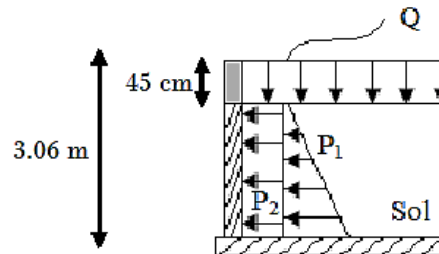


Figure VIII.1 : Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique.

VIII.2.3 Calcul des sollicitations

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$\begin{cases} L_x = 3,06 - 0,45 = 2,61 \text{ m} \\ L_y = 5,80 - 0,5 = 5,3 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,49 > 0,4$$

Ce qui veut dire que la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,49 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0980 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0980 \times 2,10 \times 2,61^2 = 1,40 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,2500 \times 1,40 = 0,35 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont : $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 1,19 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,30 \text{ t.m} \end{cases}$

- Vérification :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow 0,30 \text{ t.m} > 0,25 \text{ t.m}$$

VIII.2.4 Calcul du ferrailage

- Sens x :

$$M_{tx} = 1,19 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{1,19 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,025 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,03 \rightarrow \beta = 0,989 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,19 \times 10^4}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Sens y :**

$$M_{ty} = 0,30 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0,30 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,006 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,006 \rightarrow \beta = 0,997 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,30 \times 10^4}{0,997 \times 18 \times 348} = 0,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

- **Sens L_y :**

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{y \min} = 0,1\% b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{adoptée} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{4T10} \rightarrow A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Sens L_x :**

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{x \min} = 0,1\% b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 2 \left(\frac{3 - 0,60}{2} \right) = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{adoptée} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{4T10} \rightarrow A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VIII.2.5 Les vérifications

a) Vérification de l'effort tranchant :

On a $\alpha = 0,60 > 0,4$ donc :

$$\begin{cases} V_x = Q_u \times \frac{L_x}{2 \left(1 + \frac{\alpha}{2} \right)} = 2,10 \times \frac{2,61}{2 \left(1 + \frac{0,49}{2} \right)} = 2,20 \text{ t} \\ V_y = Q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \Rightarrow 2,10 \times \frac{2,61}{3} = 1,83 \text{ t} < V_x = 2,20 \text{ t} \end{cases}$$

$$V_x = V_{\max} = 2,20 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{db_0} = \frac{2,20 \times 10^4}{18 \times 100 \times 10^2} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ultime} = \frac{0,18 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,18 \times 25}{1,5} = 3 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{ultime} \Rightarrow$ La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$Avec : \begin{cases} \alpha = 0,49 \\ \nu = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1013 \\ \mu_y = 0,3580 \end{cases}$$

$$Q_{ser} = p_1 + p_2 = 1,41 + 0,13 = 1,54 \text{ t/ml}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,1013 \times 1,54 \times 2,61 = 0,40 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,3580 \times 0,40 = 0,14 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont : $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,34 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,12 \text{ t.m} \end{cases}$

• **Sens x :**

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14 \times 100}{100 \times 18} = 0,17 \xrightarrow{\text{abaque}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0,34 \times 10^4}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 65 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 65 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{65}{58,53} = 1,11 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

• **Sens-y :**

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14 \times 100}{100 \times 18} = 0,17 \xrightarrow{\text{abaque}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0,12 \times 10^4}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 22,78 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 22,78 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{22,78}{58,53} = 0,39 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

Le voile périphérique sera ferrailé en deux nappes avec $4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ chacune et avec un espacement de 25 cm.

VIII.3. Etude des fondations

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 2bars à un ancrage de 3,5 m.

- Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm ;
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur ;
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
 1. Dimensionnement à l'ELS ;
 2. Ferrailage à l'ELU.

Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

VIII.3.1 Choix du type de fondations

Avec une capacité portante du terrain égale à 2 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes ;
- Radier général.

Commençant par la semelle filante, pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\left(S_{\text{semelle}} / S_{\text{bâtiment}} < 50\% \right).$$

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq N / \sigma_{\text{sol}}$

Avec :

S : la surface totale de la semelle ;

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} N_u = 4285.477 \text{ kN} \Rightarrow S = 214.27 \text{ m}^2 \\ N_{ser} = 3174.427 \text{ t} \Rightarrow S = 340.92 \text{ m}^2 \end{cases}$$

VIII.3.1.1 Vérification du chevauchement :

La surface du bâtiment est de : $S = 218.75 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = 97.75 > 50\% ; \text{Condition non vérifiée}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;

VIII.3.2 Définition du radier

Le radier est une semelle de très grande dimension supportant toute la construction et qui a une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

Un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol ;
- Transmettre au sol la totalité des efforts ;
- Eviter les tassements différentiels.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (réaction de sol $\cong$ poids total de la structure).

VIII.3.3 Pré dimensionnement du radier

a) Calcul du débordement :

$$D \geq \max \left\{ \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right\} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } D = 50 \text{ cm}$$

Et de ce fait, la surface du radier est : $S_r = 264.9 \text{ m}^2$

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

b) Condition de cisaillement :

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 19.2 \text{ cm} \leq d \leq 24 \text{ cm} \\ L = 5.8 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} d = 24 \text{ cm} \\ h = d + c = 24 + 5 = 29 \text{ cm} \end{cases}$$

c) Condition forfaitaire :

D'après le BAEL 91 :

V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU ;

b : Désigne la largeur.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.07 f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0.07 f_{c28} \times b} \\ V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} \\ q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{4285.477}{264.9} = 16.177 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow V_u = \frac{16.177 \times 5.80}{2} = 46.913 \text{ KN} \\ q_u = 16.177 \times 1 = 16.177 \text{ KN.m} \\ d \geq \frac{46.913 \times 10^{-2}}{0.07 \times 25 \times 1} = 0.26 \text{ m} \end{array} \right.$$

d) Choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 40 cm, $h_t = 40 \text{ cm}$.

e) Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 53.33 \text{ cm} \leq h \leq 80 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 80 \text{ cm} ; d = 72 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm} \\ L : \text{la longueur maximal d'une poutre de libage, } L = 5.80 \text{ m} \end{array} \right.$$

f) Vérification des contraintes du sol sous la charge vertical :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol, le calcul sera fait en tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$\begin{aligned} G_{radier} &= \gamma_b \left[(h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \times \sum L_i) \right] \\ &= 2.5 [(0.40 \times 264.90) + (0.8 \times 0.5 \times 279.2)] = 809.8 \text{ t} \end{aligned}$$

$$N_{ser} = 544.1 + 3174.427 = 3718.52 \text{ t}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_r} = 14.03 \text{ t/m}^2 < 20 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}; \text{Condition vérifiée}$$

g) La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{4EI/K} \times b$

I : inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,021 \text{ m}^4$

K : Coefficient de raideur du sol $K = 500 \text{ t/m}^3$;

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,021}{500 \times 0,50}} = 5,73 \text{ m}$$

$$L_{max} = 5.80 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 9,00 \text{ m} ; \text{Condition vérifiée}$$

L_{max} : Longueur maximale entre nœuds des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

h) Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{3718.52}{264.9} = 14,03 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 2.5 \times 0,4 = 1 \text{ t/m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 13,03 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 13,03 \text{ t/m}^2$$

i) Vérifications diverses :

i.1) Vérification de l'effet de surpression :

On vérifié que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire l'inégalité suivante : $N_u \geq \gamma_w \times f_s \times S \times Z$.

γ_w :Densité de l'eau ;

Z : Hauteur de la partie immergée = 3,06 m ;

f_s :Coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de soulèvement = 1,5.

$$\gamma_w \times f_s \times S \times Z = 1 \times 1,5 \times 264.9 \times 3,06 = 1215.89 \text{ t} \rightarrow N_u = 4285.477 \text{ t} \\ \geq 1215.89 \text{ t} ; \text{Condition vérifiée}$$

i.2) Vérification de l'excentricité : Centre de gravité des masses du radier (infra):

$$\begin{cases} X_g = 9 \text{ m} \\ Y_g = 5.05 \text{ m} \end{cases} \text{ Centre de gravité des masses du bâti (super)} \begin{cases} X_g = 9 \text{ m} \\ Y_g = 6.5 \text{ m} \end{cases}$$

$$L' \text{ excentricité : } \begin{cases} e_x = 0,5 \text{ m} \\ e_y = 0,5 \text{ m} \end{cases}$$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celle relative au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

VIII.3.4 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

VIII.3.4.1 Méthode de calcul :

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée : $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans le sens de petite portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_x$

Tel que :

μ_x et μ_y : sont des coefficients fonction de α et ν (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton arme BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

- Moment en travée : $\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_t = 0.75 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$
- Moment sur appuis : $\begin{cases} M_a = 0.35 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_a = 0.5 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$

VIII.3.4.2 Evaluation des charges :

$$\begin{cases} q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{4285.477}{264.9} = 16.23 \text{ t/m}^2 \\ q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{3174.42}{264.9} = 11.98 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

VIII.3.4.3 Calcul du ferrailage :**Détermination des efforts :****Tableau VIII.1 :** Les moments fléchissant suivant les 2 sens.

Les efforts à l'ELU $\nu = 0$										
L_x (m)	L_y (m)	α	Sens x				Sens y			
			μ_x	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)	μ_y	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)
5.80	4.65	1.24	0,0368	16,13	13,71	5,64	1	16,13	13,71	5,64
Les efforts à l'ELS $\nu = 0,2$										
L_x (m)	L_y (m)	α	Sens x				Sens y			
			μ_x	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)	μ_y	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)
5.80	4.65	1.24	0,0441	19,33	16,43	6.76	1	19,33	16,43	6.76

b) Calcul des armatures :

- Suivant L_x et L_y :

1. En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,71 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,074 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,074 \rightarrow \beta = 0,962 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13,71 \times 10^4}{0,962 \times 36 \times 348} = 11,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **11T12** = 11.31 cm², avec un espacement de 10 cm.

2. Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,64 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,030 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,030 \rightarrow \beta = 0,985 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,64 \times 10^4}{0,985 \times 36 \times 348} = 4,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **5T12** = 5,65 cm², avec un espacement de 20 cm.

c) Condition de non fragilité :

Pour une dalle travaillant dans les deux sens, la condition de non fragilité est la suivante :

- **Sens y :**

$$A_y = 9.69 \text{ cm}^2 \geq A_{y \min} = 8 \times \text{épaisseur} = 3,2 \text{ cm} ; \text{Pour Fe400 ; Condition vérifiée}$$

- **Sens x :**

$$A_x = 9.69 \text{ cm}^2 \geq A_{x \min} = A_{y \min} \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 3,01 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'espacement :

$$\text{Dans le sens le plus sollicité : } \begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} ; \text{Condition vérifiée}$$

VIII.3.4.4 Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = L_x / L_y$ pour tous les panneaux constituant le radier dépasse 0,4 : donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a) Sens longitudinal :

a.1) Calcul de Q' :

Q : Elle est tirée du chargement de la poutre.

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\begin{cases} Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L^2_{x1}}{3L^2_{y1}}\right) L_{x1} + \left(1 - \frac{L^2_{x2}}{3L^2_{y1}}\right) L_{x2} \right] = \frac{13,03}{2} \left[\left(1 - \frac{5,8^2}{3 \times 4,65^2}\right) 5,8 + \left(1 - \frac{3,3^2}{3 \times 4,65^2}\right) 3,3 \right] \\ Q' = 36,08 \text{ t/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{36,08 \times 4,65^2}{8} = 99,46 \text{ t.m} \end{cases}$$

a.2) Calcul du ferrailage :

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 71,86 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{71,86 \times 10^4}{50 \times 72^2 \times 14,17} = 0,196 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,890 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{71,86 \times 10^4}{0,890 \times 72 \times 348} = 32,22 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{ier} \text{ lit : 5T20} \\ 2^{ème} \text{ lit : 5T20} \rightarrow A = 33,43 \text{ cm}^2 \\ 3^{ème} \text{ lit : 1T16} \end{cases}$$

- **Sur appui :**

	Intermédiaire	Rive
$M_a (t.m)$	$= 0.5 \times M_0 = 49,73$	$= 0.35 \times M_0 = 34,81$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,136 \rightarrow 0,927$	$0,094 \rightarrow 0,951$
$A_s (cm^2)$	21.41	14,60
$A_{adoptée}(cm^2)$	5T20 (fil) + 5T16 (chap) = 25.76	5T16 (fil) + 5T14 (chap) = 17.75

Tableau VIII.2 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinale.

b) Sens transversal:

b.1) Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\begin{cases} Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 13,03 \times 5,8 = 50,38 \text{ t/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{50,38 \times 5,8^2}{8} = 107.56 \text{ t.m} \end{cases}$$

b.2) Calcul du ferrailage :

- **En travée :**

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 91.42 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{91.42 \times 10^4}{50 \times 72^2 \times 14,17} = 0,248 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,855 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{91.42 \times 10^4}{0,855 \times 72 \times 348} = 42.67 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{ier} \text{ lit : } 7T14 \\ 2^{ème} \text{ lit : } 7T14 \\ 3^{ème} \text{ lit : } 7T14 \\ 4^{ème} \text{ lit : } 7T14 \end{cases} \rightarrow A = 43.04 \text{ cm}^2$$

- **Sur appui :**

Tableau VIII. 3 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.

	Intermédiaire	Rive
$M_a (t.m)$	$= 0.5 \times M_0 = 53.78$	$= 0.35 \times M_0 = 37.64$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,146 \rightarrow 0,921$	$0,102 \rightarrow 0,946$
$A_s (cm^2)$	23.30	15.87
$A_{adoptée}(cm^2)$	4T20 (fil) + 6T16 (chap) = 24.63	6T14 (fil) + 6T12 (chap) = 16,02

VIII.3.4.5 Les armatures de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2(80 - 0,1f_e) = 80 \text{ cm}$
 Dans notre cas $h_a=80 \text{ cm}$ (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable; leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi, pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section $(0,8 \times 0,5) \text{ m}^2$ on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2(b + h) = 3 \times 2(0,5 + 0,8) = 7,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

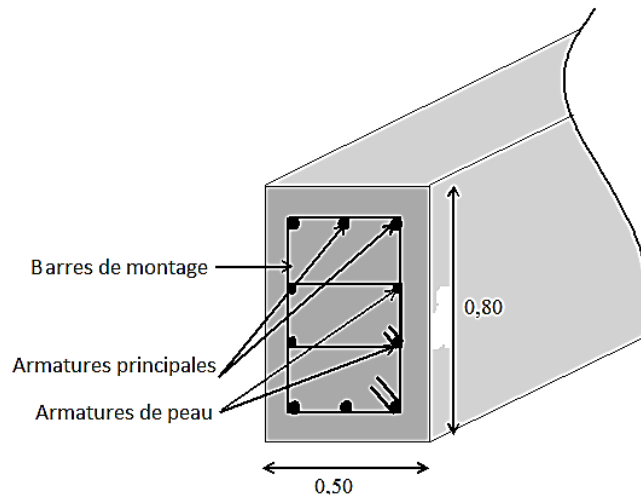


Figure VIII.2 : Schéma représentant la poutre de libage.

a) Contrainte de cisaillement :

$$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{16.23 \times 4.8}{2} = 38.95 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{38.95 \times 10}{50 \times 72} = 0,108 \text{ MPa} \\ \overline{\tau_u} = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,108 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

b) Diamètre :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \Phi_l ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 22,85 ; 12 ; 50 \} = 12 \text{ mm} \rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

c) Espacement :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_l \right\} = \min \{ 20 ; 14,4 \} = 14,4 \text{ cm} \rightarrow S_t = 14 \text{ cm}$$

Donc on utilise des armatures, Fe235, soit **4T10** = 3,14 cm²

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow 1,05 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

CONCLUSION

Conclusion

La réalisation de cette étude représente la concrétisation et la mise en pratique de l'apprentissage théorique, ainsi que toutes les connaissances acquises durant le cycle de notre formation, en se basant essentiellement sur les documents techniques et réglementaires, et de recourir à des méthodes de calcul récentes, tout en appliquant les principes de base qui devraient être pris dans la conception des structures des bâtiments.

Le but de cette étude est de chercher une meilleure configuration de la structure à travers les cas étudiés dans ce mémoire, qui ont fournis des résultats cohérents et significatifs pour confirmer ainsi les indications énoncées dans la littérature, en outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important (aspect économique).

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offertes par l'ordinateur, ont influencé profondément sur les méthodes de calcul, en effet on peut dire que l'emploi de logiciels de calcul est en train de bouleverser les anciennes méthodes.

Pour notre première expérience, on a utilisé le logiciel ROBOT afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

Enfin, l'objectif principal du concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Références bibliographiques

OUVRAGES ET REGLEMENTS

- ✓ D.T.R.B.C-2.48, Règles parasismiques algériennes « RPA99/ Version 2003 ».
- ✓ D.T.R.B.C-2.2, Document technique réglementaire (charges et surcharges).
- ✓ H. RENAUD et F. LETERTRE, FOUCHER 1978, Ouvrage en béton armé.
- ✓ JEAN- PIERRE MOUGIN, EYROLLES 1992, Cours de béton armé BAEL9.
- ✓ JEAN PERCHAT ET JEAN ROUX, Pratiques du BAEL9, 3^{eme} édition 99.
- ✓ M. BELAZOUGUI, Calcul des Ouvrages en béton armé, office des publications universitaires 1991.

MEMOIRES DE FIN D'ETUDE

- ✓ Tiaret ; promotion (2015,2016)
- ✓ Tiaret ; promotion (2016,2017)
- ✓ Tiaret ; promotion (2017,2018)

LOGICIELS

- ✓ Logiciel AUTOCAD 2016.
 - ✓ Logiciel ROBOT 2019 .
 - ✓ Microsoft WORD 2016.
 - ✓ Microsoft EXCEL 2016.
 - ✓ Microsoft POWERPOINT 2016.
-