



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Mémoire de Fin d'Études
en vue de l'obtention du diplôme de Master

Domaine : Sciences et Technologie
Filière : Génie Civil
Spécialité : Structures

Thème

Etude d'un hôpital en béton armé
implanté à Alger

Présenté par :

MEBARKI Fatima Zohra & BELSOUMATI Fatima Zohra

Soutenu le /10/2020 devant le Jury composé de :

M. BENFERHAT Rabia	MCB	Université de Tiaret	Président
M ^{me} KHARROUBI Lamia	MAA	Université de Tiaret	Rapporteur
M ^{lle} AIT-YAHIA Sihame	MCA	Université de Tiaret	Examineur
M. AIT AMAR MEZIANE Mohamed	Pr	Université de Tiaret	Examineur

Année universitaire : 2019-2020

Dédicaces

Avec l'expression de ma reconnaissance je dédie ce modeste travail à ceux qui je n'arriverai jamais à leur exprimer mon amour sincère.

- *A mon cher père disparu que Dieu repose son âme.*
- *A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui m'a soutenue et encouragée, qui n'a jamais dit non à mes exigences ma mère adorable.*
- *A toute ma famille.*
- *A mon binôme et sa famille.*
- *A mes chères amies sans exception.*
- *A toute la promotion Génie Civil 2019 /2020.*

MEBARKI Fatima Zohra



Je dédie ce modeste travail à :

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

- À toute ma famille
- À ma copine FATIMA et sa famille
- À ma deuxième famille, la famille MECHTOUNE
- À tous mes amis (es) sans exception
- À toute la promotion Génie Civil 2019/2020

BELSOUMATI Fatima Zohra

Remerciements

Tout d'abord nous remercions avant tout Allah le tout puissant qui nous a donné le courage et la volonté pour atteindre notre objectif.

Nous remercions vivement notre Directrice de mémoire de Master Madame KHARROUBI Lamia de nous avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.

Nos vifs remerciements aux Membres du Jury pour avoir accepté d'examiner ce modeste travail.

Nous adressons nos remerciements aux Enseignants qui ont contribué à notre formation durant tous les cycles, et, particulièrement, Monsieur le Chef de département.

Un grand merci à toute personne qui a contribué au succès de notre travail et qui nous a aidé lors de la rédaction de ce mémoire.

Enfin, nous tenons à témoigner nos gratitude à nos familles pour leur soutien inestimable.



Table des matières





Nomenclature

Liste des figures

Liste des tableaux

INTRODUCTION GÉNÉRALE 1

Chapitre I : PRESENTATION DU PROJET ET HYPOTHESES DE CALCUL

I.1. Introduction : 2

I.2. Présentation du projet : 2

I.2.1. Caractéristiques géométriques : 2

I.2.2. Structure porteuse : 3

I.2.3. Caractéristiques des matériaux : 4

I.2.3.1. Le béton : 4

I.2.3.2. Les aciers : 8

I.3. Hypothèses de calcul : 10

I.3.1. E.L.U.R. : 10

I.3.1.1. Hypothèses de calcul : 10

I.3.1.2. Règle des trois pivots : 10

I.3.2. E.L.S. : 11

I.3.2.1. Hypothèses de calcul : 11

I.3.2.2. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites : 12

Chapitre II : PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS DE LA STRUCTURE

II.1. Introduction : 13

II.2. Données architecturales : 13

II.3. Prédimensionnement du plancher : 13

II.3.1. Prédimensionnement de la hauteur : 14

II.3.2. Évaluation des charges et des surcharges : 14

II.4. Prédimensionnement des poutres : 16

II.4.1. Prédimensionnement des poutres dans le sens longitudinal : 16

II.4.2. Prédimensionnement des poutres dans le sens transversal : 16

II.5. Prédimensionnement des poteaux : 17

II.5.1. Prédimensionnement des poteaux rectangulaires : 17

II.5.2. Prédimensionnement des poteaux circulaires : 20

II.6. Prédimensionnement des voiles : 21

II.7. Tableau récapitulatif des résultats : 22

**Chapitre III : CALCUL DES PLANCHERS**

III.1. Introduction :	23
III.2. Etude de la dalle pleine :	23
III.3. Exemple de calcul :	24
III.3.1. Panneau le plus défavorable (panneau de rive) :	24
III.3.1.1. Calcul du ferrailage :	25
III.3.1.2. Vérifications à l'E.L.S. :	27
III.3.2. Panneau intermédiaire :	31
III.3.2.1. Calcul du ferrailage :	32
III.3.2.2. Vérifications à l'E.L.S. :	34
III.4. Armatures finales des autres panneaux :	37

Chapitre IV : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

IV.1. Introduction :	38
IV.2. Acrotère :	38
IV.2.1. Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :	39
IV.2.2. Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :	39
IV.2.3. Calcul du ferrailage (E.L.U.) :	40
IV.2.3.1. Vérification de l'existence des armatures comprimée :	40
IV.2.3.2. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :	40
IV.2.4. Vérification des contraintes (E.L.S.) :	41
IV.2.4.1. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :	41
IV.2.4.2. Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :	41
IV.2.4.3. Contrainte de cisaillement :	42
IV.2.4.4. Vérification du ferrailage vis-à-vis du séisme :	42
IV.3. Escaliers :	43
IV.3.1. Dimensions des escaliers :	44
IV.3.2. Etude d'un escalier à trois volées :	45
IV.3.3. Evaluation des charges et surcharges à E.L.U. et E.L.S. :	46
IV.3.4. Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant max. :	46
IV.3.5. Ferrailage de l'escalier :	47
IV.3.5.1. Escalier de service :	47
IV.3.5.2. Escalier des visiteurs :	50



IV.4. Cage d'ascenseur :	55
IV.4.1. Charge et dimensions de l'ascenseur :	56
IV.4.2. Calcul de la charge totale q_u :	57
IV.4.2.1. Calcul du poids de câbles :	58
IV.4.2.2. Calcul de la charge permanente totale G :	58
IV.4.3. Vérification de la dalle au poinçonnement :	58
IV.4.4. Evaluation des moments dus aux charges concentrées :	59
IV.4.5. Calcul du ferrailage de la dalle :	62
IV.4.6. Vérification à l'E.L.S. :	65
IV.4.7. Vérification des contraintes dans le béton :	66
IV.4.8. Disposition du ferrailage :	67
IV.5. Balcons :	69
IV.5.1. Balcon étage courant :	69
IV.5.2. Ferrailage :	70
IV.5.3. Vérification :	70

Chapitre V : ÉTUDE SISMIQUE

V.1. Introduction :	73
V.2. Présentation du logiciel ETABS :	73
V.3. Méthode de calcul :	73
V.4. Méthode d'analyse modale spectrale :	74
V.4.1. Principe de la méthode :	74
V.4.2. Spectre de réponse du calcul :	74
V.4.3. Nombre de modes à considérer :	74
V.5. Calcul sismique :	75
V.5.1. Définition des masses :	75
V.5.2. Calcul des coefficients de participation modale :	75
V.6. Calcul de l'effort sismique à la base :	76
V.6.1. Principe de la méthode équivalente statique :	76
V.6.2. Calcul de la force sismique totale :	76
V.7. Calcul des déplacements :	80
V.8. Justification de l'effet P-Δ :	81

**Chapitre VI : FERRAILLAGE DES PORTIQUES**

VI.1. Introduction :	83
VI.2. Combinaison d'actions :	83
VI.3. Ferrailage des poutres :	83
VI.3.1. Méthode de calcul :	83
VI.3.2. Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :	84
VI.3.3. Exemple de calcul :	84
VI.3.3.1. Ferrailage d'une poutre :	84
VI.3.3.2. Vérification du ferrailage de la poutre :	85
VI.4. Ferrailage des poteaux :	91
VI.4.1. Sections min. et max. et sollicitations défavorables :	92
VI.4.2. Calcul d'un poteau type 1 :	93
VI.4.2.1. Méthode de calcul :	94
VI.4.2.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :	98
VI.4.2.3. Calcul des armatures transversales :	98
VI.5. Poteaux circulaires :	100

Chapitre VII : FERRAILLAGE DES VOILES

VII.1. Introduction :	101
VII.2. Système de contreventement :	101
VII.3. Principe de calcul :	102
VII.4. Ferrailage des voiles Type 1 :	104
VII.4.1. Vérification à l'ELS :	105
VII.4.2. Disposition des armatures :	105
VII.4.2.1. Armatures verticales :	105
VII.4.2.2. Armatures horizontales :	106
VII.4.2.3. Armatures transversales :	106
VII.5. Ferrailage des voiles Type 2 :	107
VII.5.1. Vérification à l'ELS :	108
VII.5.2. Disposition des armatures :	108
VII.5.2.1. Armatures verticales :	108
VII.5.2.2. Armatures horizontales :	109
VII.5.2.3. Armatures transversales :	109



Chapitre VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1. Introduction :	110
VIII.2. Voile périphérique :	110
VIII.2.1. Calcul des charges :	110
VIII.2.2. Calcul des sollicitations :	111
VIII.2.3. Calcul du ferrailage :	112
VIII.2.4. Vérifications :	113
VIII.3. Etude des fondations :	114
VIII.3.1. Choix du type de fondations :	115
VIII.3.2. Définition du radier :	115
VIII.3.3. Prédimensionnement du radier :	116
VIII.3.4. Ferrailage du radier :	118
VIII.3.4.1. Méthode de calcul :	118
VIII.3.4.2. Evaluation des charges :	119
VIII.3.4.3. Calcul du ferrailage :	119
VIII.3.5. Ferrailage des poutres de libage :	123
CONCLUSION GÉNÉRALE	127
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	128



Nomenclature





Symbole	Désignation
A	Section d'armatures
A_s	Section d'armatures pour déterminer (y)
B	Section du poteau rectangulaire (a x b)
b	Largeur
C_{r min}	Charge de rupture minimale du câble d'ascenseur
D	Diamètre du poteau circulaire
D_g	Dimension relative au gravier
D_s	Dimension des grains de sable
d	Hauteur utile
d_c	Diamètre du câble d'ascenseur
E	Effort du séisme
E_{ij}	Module de déformation instantanée du béton
E_s	Module d'élasticité longitudinal de l'acier
E_{vj}	Module de déformation différée du béton
e	Epaisseur
e_c	Excentricité
\bar{e}	Centre de pression
F_t	Force de traction des armatures
f_{bc}	Contrainte du béton comprimé à l'ELU
f_{c28}	Résistance du béton à la compression à 28 jours
f_{cj}	Résistance du béton à la compression à "j" jours
f_e	Contrainte de limite élastique de l'acier
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours
f_{tj}	Résistance caractéristique à la traction du béton à "j" jours
G	Charge permanente
G_{ij}	Module de déformation transversal du béton
h	Hauteur
h₀	Hauteur du sous-sol 2
h_e	Hauteur de l'étage courant
h_m	Hauteur de la marche d'escalier



h_t	Hauteur totale du plancher
I	Moment d'inertie quadratique
I_m	Inertie massique
K_a	Coefficient de poussée des terres
l_s	Longueur de scellement
L	Longueur
L_x	Petite portée
L_y	Grande portée
M	Moment fléchissant
m	Masse sismique
m_g	Poids des câbles d'ascenseur
m_l	Masse linéaire du câble d'ascenseur
N	Effort normal
P_K	Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K"
P_m	Poids mort de la cabine d'ascenseur
P_p	Poids des contre-poids
P_{st}	Poids de l'ensemble treuil et accessoires
Q	Charge d'exploitation
q	Densité de charge
S	Surface de charge
S_s	Action sismique
S_t	Espacement des armatures
T	Période fondamentale de structure
T_u	Effort tranchant pondéré
V	Effort tranchant
\bar{V}	Effort sismique
W	Poids total du bâtiment
Y	Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée
y	Position de l'axe neutre
γ_{ba}	Poids volumique du béton armé
γ_t	Poids volumique de la terre



Δ_k	Déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1
δ_{ek}	Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effort de torsion)
δ_u	Ancrage des armatures
$\overline{\delta}_k$	Déplacement admissible
ϵ_{bc}	Déformation du béton comprimé
ϵ_s	Déformation de l'acier
λ	Elancement du poteau
μ	Moment réduit
ν	Coefficient de Poisson
σ_{bc}	Contrainte du béton comprimé
σ_s	Contrainte dans l'acier aux états limites
σ_{sol}	Contrainte admissible du sol
$\overline{\sigma}_b$	Contrainte de compression dans la bielle
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte du béton comprimé à l'ELS
$\overline{\sigma}_{st}$	Contrainte limite de traction des armatures
τ_b	Contrainte de cisaillement selon RPA
τ_u	Contrainte de cisaillement
τ_{su}	Contrainte d'adhérence ultime
$\overline{\tau}_b$	Contrainte de cisaillement à l'ELS
$\overline{\tau}_u$	Contrainte de cisaillement à l'ELU
\emptyset	Diamètre de la barre d'armature
BAEL	Béton Armé aux Etats Limites
CPA	Ciment Portland pur
DTR	Document Technique Réglementaire
E.L.S. ou ELS	Etat Limite de Service
E.L.U. ou ELU	Etat Limite Ultime
ETABS	Logiciel pour l'analyse, conception et rédaction intégrées de systèmes de bâtiment
RDM6	Logiciel de calcul des structures
RPA	Règlement Parasismique Algérien



Liste des figures



**Chapitre I**

Figure I.1 : Façade principale	2
Figure I.2 : Vue en plan - RDC	3
Figure I.3 : Mur simple cloison et double cloison	4
Figure I.4 : Diagramme Parabole–rectangle	6
Figure I.5 : Diagramme rectangulaire	7
Figure I.6 : Diagramme déformation–contrainte pour l’acier	9
Figure I.7 : Diagramme des déformations limites de la section - Règle des trois pivots -	11

Chapitre II

Figure II.1 : Plancher à dalle pleine	13
Figure II.2 : Surface supportant la charge revenant au poteau le plus sollicité	17
Figure II.3 : Coupe de voile en élévation	21

Chapitre III

Figure III.1 : Plancher en béton armé (dalle)	23
Figure III.2 : Panneau de rive	24
Figure III.3 : Disposition des armatures	29
Figure III.4 : Armatures inférieures (en travée)	30
Figure III.5 : Armatures supérieures (sur appuis)	31
Figure III.6 : Panneau intermédiaire	31
Figure III.7 : Armatures inférieures (en travée)	36
Figure III.8 : Armatures supérieures (sur appuis)	36

Chapitre IV

Figure IV.1 : Dimensions et charges de l’acrotère en béton armé	38
Figure IV.2 : Ferrailage de l’acrotère	43
Figure IV.3 : Terminologie de l’escalier	43
Figure IV.4 : Coupe descriptive d’un escalier	44
Figure IV.5 : Schéma statique de l’escalier de service	47
Figure IV.6 : Schéma statique de l’escalier des visiteurs	47
Figure IV.7 : Représentation du ferrailage de l’escalier de service	53
Figure IV.8 : Représentation du ferrailage de l’escalier des visiteurs	54
Figure IV.9 : Eléments et schéma de principe de l’ascenseur	55
Figure IV.10 : Répartition des charges	59
Figure IV.11 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle	59



Figure IV.12 : Dessin montrant la concentration des charges	60
Figure IV.13 : Moments de la dalle	61
Figure IV.14 : Armatures inférieures (en travée)	68
Figure IV.15 : Armatures supérieures (sur appuis)	68
Figure IV.16 : Schéma typique du balcon	69
Figure IV.17 : Disposition du ferrailage du balcon	72

Chapitre VI

Figure VI.1 : Dessin de ferrailage de sections des poutres principales de rive	89
Figure VI.2 : Dessin de ferrailage des poutres principales intermédiaires	90
Figure VI.3 : Dessin de ferrailage des poutres secondaires	91
Figure VI.4 : Ferrailage de sections carrées des poteaux	98
Figure VI.5 : Zone nodale	99
Figure VI.6 : Ferrailage des poteaux circulaires	100

Chapitre VII

Figure VII.1 : Schéma du voile + deux poteaux	104
Figure VII.2 : Disposition des armatures verticales dans le voile de Type 1	106
Figure VII.3 : Disposition du ferrailage de voile type 1	106
Figure VII.4 : Schéma du voile + poteau	107
Figure VII.5 : Disposition des armatures verticales dans le voile de Type 2	109
Figure VII.6 : Disposition du ferrailage de voile type 2	109

Chapitre VIII

Figure VIII.1 : Coupe explicative des charges sur le voile périphérique	111
Figure VIII.2 : Ajout de raidisseurs	111
Figure VIII.3 : Disposition du ferrailage de voile périphérique	114
Figure VIII.4 : Schéma explicatif du radier	116
Figure VIII.5 : Armatures supérieures (en travée)	122
Figure VIII.6 : Armatures inférieures (sur appuis)	122
Figure VIII.7 : Ferrailage de la poutre sur appuis suivant le sens longitudinal	124
Figure VIII.8 : Ferrailage de la poutre sur appuis suivant le sens transversal	125
Figure VIII.9 : Schéma représentant la poutre de libage	125



Liste des tableaux



**Chapitre I**

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques de l'hôpital	2
Tableau I.2 : Résistance f_{cj} du béton à 7, 14 et 90 jours	5
Tableau I.3 : Déformations limites du pivot	11

Chapitre II

Tableau II.1 : Données architecturales	13
Tableau II.2 : Evaluation des charges – plancher terrasse	14
Tableau II.3 : Evaluation des charges – étage courant	15
Tableau II.4 : Evaluation des charges – murs de façade	15
Tableau II.5 : Evaluation des charges – murs intérieurs	15
Tableau II.6 : Dégression des charges d'exploitation	19
Tableau II.7 : Récapitulatif des résultats	22

Chapitre III

Tableau III.1 : Valeur de α pour chaque panneau	24
Tableau III.2 : Armatures finales des panneaux	37

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Calcul de l'effort tranchant et du moment fléchissant (RDM6)	47
Tableau IV.2 : Charge et dimensions de l'ascenseur	56
Tableau IV.3 : Masse des différents éléments de l'ascenseur	60
Tableau IV.4 : Résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S.)	65

Chapitre V

Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone	77
Tableau V.2 : Pénalité pour le critère de qualité	77
Tableau V.3 : Coefficient de pondération	78
Tableau V.4 : Périodes associées à la catégorie du site	79
Tableau V.5 : Pourcentage d'amortissement critique	79
Tableau V.6 : Valeurs de la période pour chaque mode (Tirées du l'ETABS)	80
Tableau V.7 : Déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens : longitudinal et transversal	81
Tableau V.8 : Vérification de l'effet P- Δ	82

Chapitre VI

Tableau VI.1 : Récapitulatif du ferrailage des poutres principales de rive	88
Tableau VI.2 : Récapitulatif du ferrailage des poutres principales intermédiaires	89
Tableau VI.3 : Récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires de rive	90



Tableau VI.4 : Récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires intermédiaires	91
Tableau VI.5 : Armatures minimales et maximales pour les poteaux	92
Tableau VI.6 : Sollicitations du premier genre	93
Tableau VI.7 : Sollicitations du deuxième genre	93
Tableau VI.8 : Ferrailage des poteaux	97
Tableau VI.9 : Ferrailage des poteaux circulaires	100

Chapitre VIII

Tableau VIII.1 : Moments fléchissants	119
Tableau VIII.2 : Ferrailage de la poutre sur appuis suivant le sens longitudinal	123
Tableau VIII.3 : Ferrailage de la poutre sur appuis suivant le sens transversal	124



Introduction générale





INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le domaine du Génie Civil représente l'ensemble des techniques de construction civile dans le quel on s'occupe de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures. Ces techniques doivent être gérées afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Notre projet consiste à l'étude d'un hôpital situé sur le territoire d'Alger ; ce dernier est classé d'après la carte de zonage en Zone III (zone à forte sismicité) selon les classifications du RPA99/V2003. La structure étudiée est contreventée par un système mixte (voiles et portiques) ; les éléments structuraux du bâtiment sont dimensionnés et ferrailés afin de résister aux diverses sollicitations (statiques et dynamiques) exercées sur eux tout en tenant compte du côté économique.

La problématique posée peut se résumer à :

- ✓ Comment doter la structure à étudier par une rigidité et une résistance afférente pour supporter les charges appliquées ?
- ✓ Quelles dispositions faut-il donner aux éléments de contreventement (voiles en béton armé) ?
- ✓ Détermination des dimensions et la disposition du ferrailage nécessaire des éléments de la structure.

Le présent mémoire est structuré de la sorte :

- ❖ Présentation du projet et hypothèses de calcul.
- ❖ Évaluation des charges et prédimensionnement des éléments horizontaux (planchers et poutres) et des éléments verticaux (poteaux et voiles).
- ❖ Calcul du ferrailage relatif aux planchers.
- ❖ Calcul détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, escaliers, dalle d'ascenseur, balcons).
- ❖ Etude sismique de la structure.
- ❖ Ferrailage des portiques et voiles.
- ❖ Étude et calcul des éléments de l'infrastructure.



Chapitre I

Présentation du projet et hypothèses de calcul





I.1. Introduction :

La présente étude porte sur le calcul de résistance des éléments d'un hôpital en béton armé situé sur le territoire d'Alger classé en zone de forte sismicité (zone III) d'après le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/Version 2003). À cet effet, allons présenter dans le présent chapitre les caractéristiques géométriques de l'ouvrage, les caractéristiques des matériaux utilisés pour la construction et les hypothèses de calcul.

I.2. Présentation du projet :

I.2.1. Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de l'hôpital sont reportées comme suit :

Désignation	Dimensions
Longueur totale	55 m
Largeur totale	41,6 m
Hauteur du sous-sol 2	3,1 m
Hauteur du sous-sol 1	3,7 m
Hauteur du R.D.C.	3,7 m
Hauteur des étages courants	3,7 m
Hauteur totale de la structure	23,4 m
Hauteur de l'acrotère	0,6 m

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques de l'hôpital.

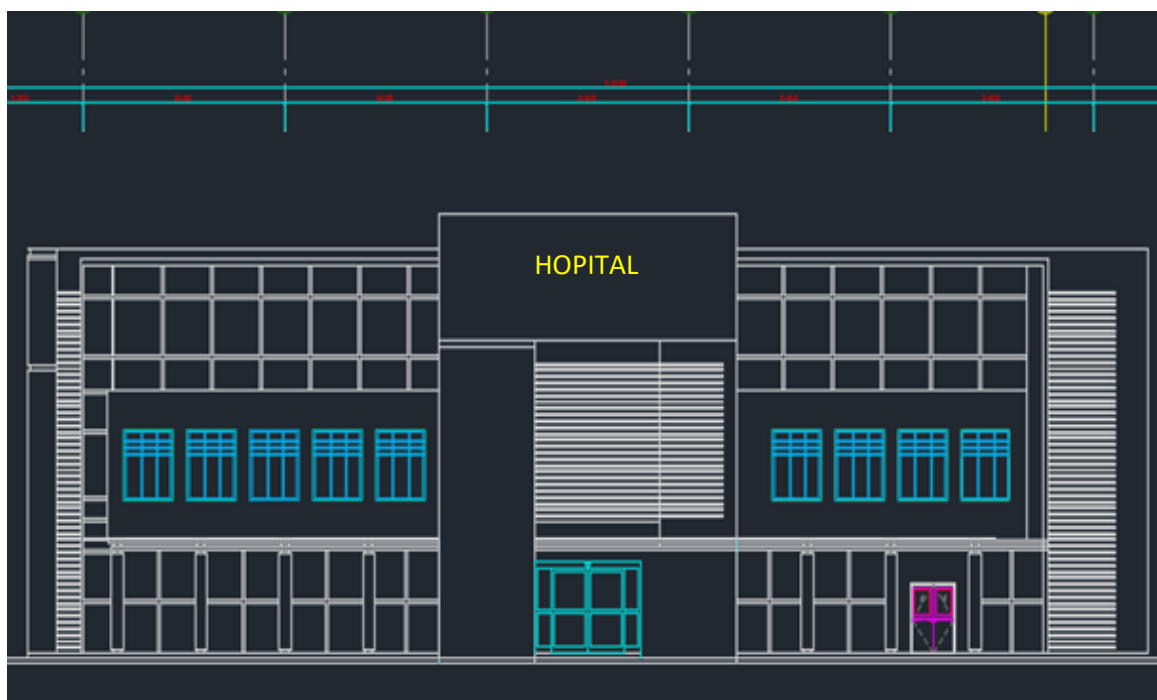


Figure I.1 : Façade principale.

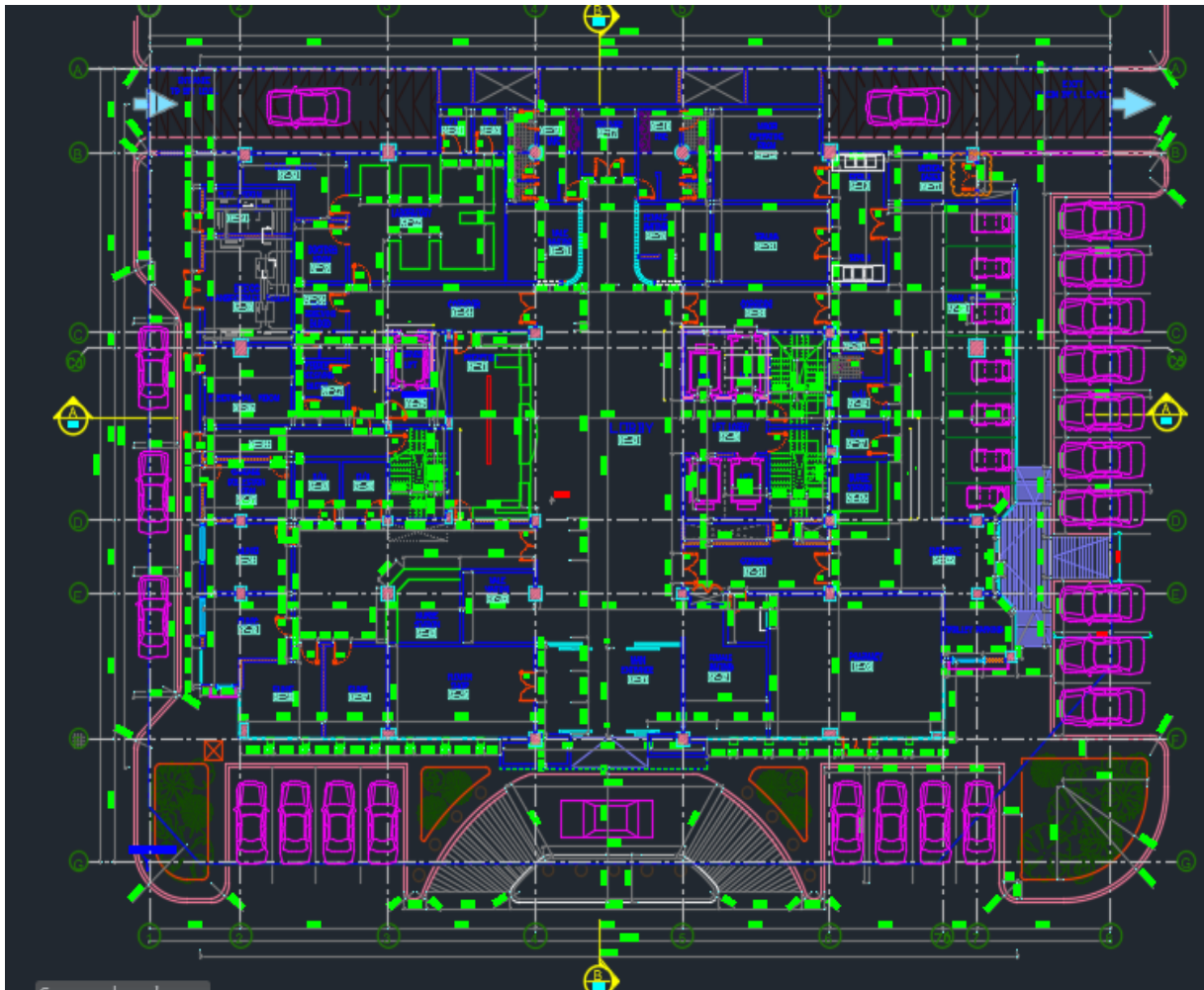


Figure I.2 : Vue en plan - RDC.

I.2.2. Structure porteuse :

1. Ossature :

La structure comporte des portiques (poteaux-poutres) en béton armé suivant les deux directions et des voiles de contreventement. Les charges verticales et horizontales seront reprises simultanément par les portiques et les voiles, et cela proportionnellement à leurs rigidités relatives.

2. Planchers :

Notre structure comporte un seul type de plancher : plancher en dalle pleine pour les panneaux, dalle d'ascenseur, balcon, dalle du radier.

3. Escaliers :

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter-étages. Notre structure comporte un seul type d'escaliers : escalier droit à trois volets.



4. Terrasse :

Il existe un seul type de terrasses : terrasse inaccessible.

5. Maçonnerie :

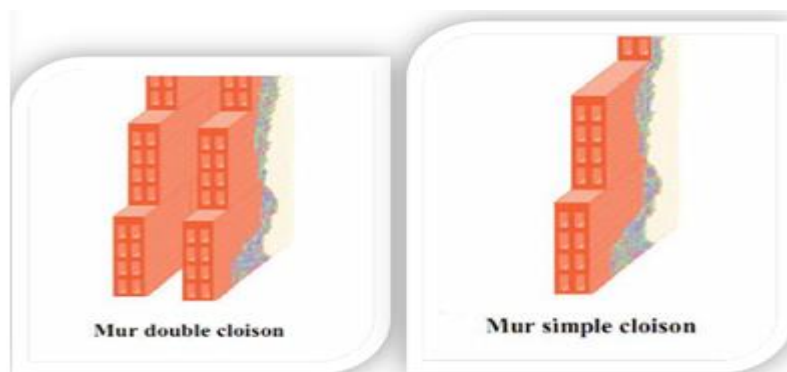


Figure I.3 : Mur simple cloison et double cloison.

Les murs de notre structure seront exécutés en briques creuses.

- ✓ **Murs extérieurs** : ils sont constitués d'une double cloison de 30 cm d'épaisseur. Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour les parois externes du mur avec lame d'air de 5 cm d'épaisseur et d'une brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour les parois internes du mur.
- ✓ **Murs intérieurs** : Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur servant à séparer deux services.

I.2.3. Caractéristiques des matériaux :

I.2.3.1. Le béton : Le béton et l'acier utilisés dans la construction de l'ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé BAEL 91/1999, ainsi que le Règlement Parasismique Algérien RPA 99/Version 2003.

a) **Composition** : On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables, de ciment, de granulats et d'eau. Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

1- Ciment : Le CPA est le liant le plus couramment utilisé ; il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.

2- Granulats : Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ($D_s \leq 5 \text{ mm}$).
- Gravier de dimension ($5 \leq D_g \leq 25 \text{ mm}$).



3- Eau de gâchage : Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation ; elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

b) Résistance du béton : Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction mesurée à "j" jours d'âge.

1. Résistance à la compression : Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression ; cette dernière est donnée à "j" jours 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 notre étude, on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Le tableau qui suit reporte les valeurs de f_{cj} pour $16 \leq f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$, et ce pour une durée de 7, 14 et 90 jours.

$f_{c28}(\text{MPa})$	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	1,06	13,2	14,6	16,5	19,9	23,2	26,5
14 jours	13,7	17,9	18,8	21,4	25,6	29,9	34,2
90 jours	17,6	22	24,2	27,5	33	38,5	44

Tableau I.2 : Résistance f_{cj} du béton à 7, 14 et 90 jours.

- ✓ Pour : 28 jours $< j < 60$ jours, on prend $f_{cj} = f_{c28}$.
- ✓ Pour $j \geq 60$ jours, on prend $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).

2. Résistance à la traction : La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais, on trouve :

- La traction directe sur des cylindres.
- La traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
- La traction par flexion à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion. La résistance caractéristique à la traction du béton à "j" jours noté f_{tj} est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$



c) **Définition des états limites** : 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 ; à savoir :

- l'état limite ultime,
- et l'état limite de service.

c.1) 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.

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "Parabole-rectangle". C'est un diagramme déformation–contrainte du béton qui est peut-être utilisé dans tous les cas.

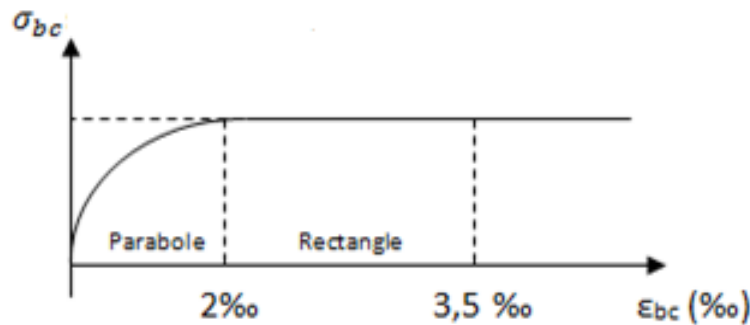


Figure I.4 : Diagramme Parabole–rectangle.

À noter que dans certains cas, par mesure de simplification, on considère un diagramme rectangulaire où la déformation du béton en compression ϵ_{bc} est située entre $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$.

La contrainte limite du béton comprimé f_{bc} est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

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.

$$\theta \text{ est le coefficient d'application : } \begin{cases} \theta = 1,0 \rightarrow \text{Durée} > 24h \\ \theta = 0,9 \rightarrow 1h \leq \text{Durée} \leq 24h \\ \theta = 0,85 \rightarrow \text{Durée} < 1h \end{cases}$$

$$\gamma_b \text{ est le coefficient de sécurité : } \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \rightarrow \text{Cas général} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{Cas accidentel} \end{cases}$$



$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14,17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas général}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas des combinaisons accidentelles}$$

c.2) Etat limite de service : Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouverture des fissures ou déformations excessives des éléments porteurs).

1. Contrainte limite de service en compression : Elle est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Cette correction est prise du fait qu'on considère un diagramme rectangulaire schématisé comme suit :

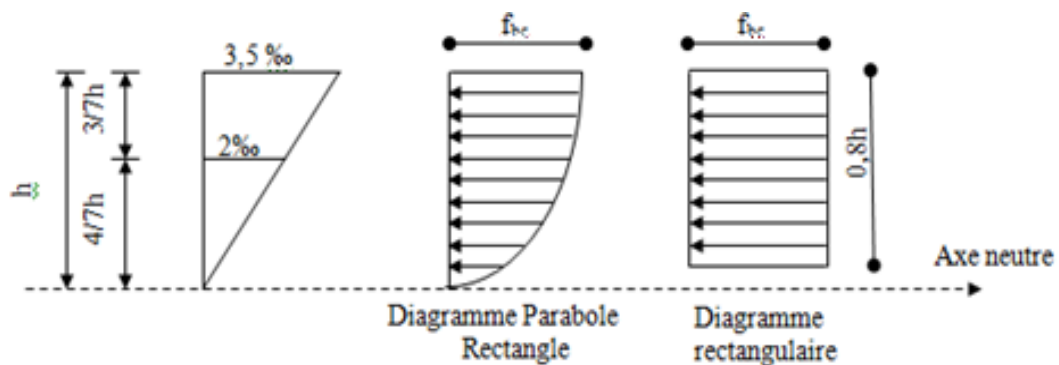


Figure I.5 : Diagramme rectangulaire.

2. Contrainte admissible de cisaillement : La contrainte ultime de cisaillement $\bar{\tau}_u$ dans une éprouvette en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime \bar{V}_u peut être exprimée par :

$$\bar{\tau}_u = \frac{\bar{V}_u}{b \times d}$$

Avec : (b) est la largeur de l'éprouvette et (d) la hauteur utile.

✓ Pour une fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,50} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

✓ Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right)$$

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

**3. Module de déformation longitudinal du béton :**

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

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000^3 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

b) **Module de déformation différée :**

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

4. Module de déformation transversal : 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 transversal est donnée par l'expression suivante :

$$G_{ij} = \frac{E_{ij}}{2 \times (1 + \nu)}$$

Où : ν est le coefficient de Poisson.

✓ $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (dans E.L.U. et E.L.S.) → $G_{ij} = 16082,1 \text{ Mpa}$.

✓ $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations (dans E.L.U. et E.L.S.) → $G_{ij} = 13401,75 \text{ Mpa}$.

I.2.3.2. Les aciers : Ceux utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Ronds lisses bruts obtenus par laminage.
- Barres à haute adhérence obtenues par laminage à chaud d'un acier naturellement dur.
- Fils à haute adhérence obtenus 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 $E_s = 210000 \text{ MPa}$.

a) **Diagramme déformation-contrainte :** Pour cette étude, on utilise des aciers longitudinaux (FeE400) et des aciers transversaux (FeE235).



Dans le calcul relatif aux états limites, un coefficient de sécurité γ_s est introduit dans l'expression de la contrainte ; soit :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

Pour l'acier FeE400, la limite d'élasticité vaut 400 MPa et la contrainte σ_s est donnée selon :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{Cas général, on trouve : } \sigma_s = 347,83 \approx 348 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{Cas des combinaison accidentelles, on trouve : } \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

Le diagramme déformation-contrainte est illustré par le schéma de la figure qui suit :

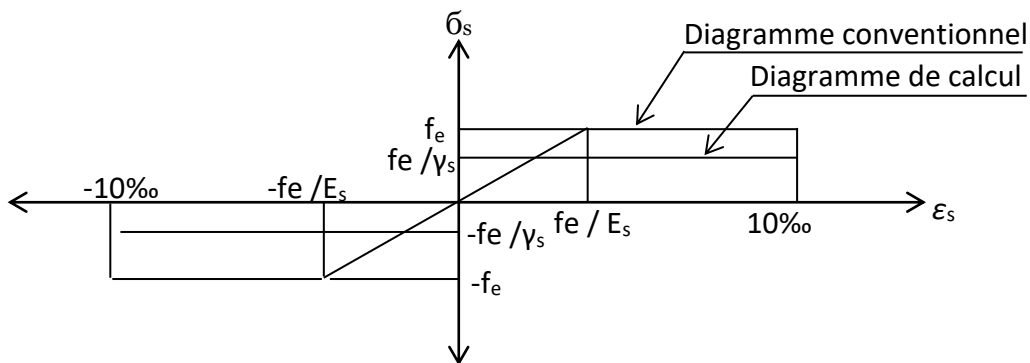


Figure I.6 : Diagramme déformation-contrainte pour l'acier.

b) Contraintes limites de traction des armatures :

✓ Fissuration préjudiciable (sans limite) :

$$\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$$

✓ Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

✓ Fissuration très préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times 400 ; 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \overline{\sigma}_{st} \approx 165 \text{ MPa}$$

Avec :

η_f est le coefficient de fissuration qui peut prendre les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \eta_f = 1,0 \rightarrow \text{Pour rond lisse ;} \\ \eta_f = 1,6 \rightarrow \text{Pour haute adhérence avec } \Phi \geq 6 \text{ mm ;} \\ \eta_f = 1,3 \rightarrow \text{Pour haute adhérence avec } \Phi < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$



I.3. Hypothèses de calcul :

Selon les règles BAEL 91, on distingue deux états de calcul :

- Etat limite ultime de résistance E.L.U.R.
- Etat limite de service E.L.S.

I.3.1. 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 au Règlement Parasismiques Algérien RPA 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.

I.3.1.1. 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 : $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$.
- Les diagrammes déformation-contrainte sont définis pour :
 - le béton en compression ;
 - l'acier en traction et en compression.

I.3.1.2 Règle 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.



Pivot	Domaine	Déformation limite du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10 ‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5 ‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2 ‰

Tableau I.3 : Déformations limites du pivot.

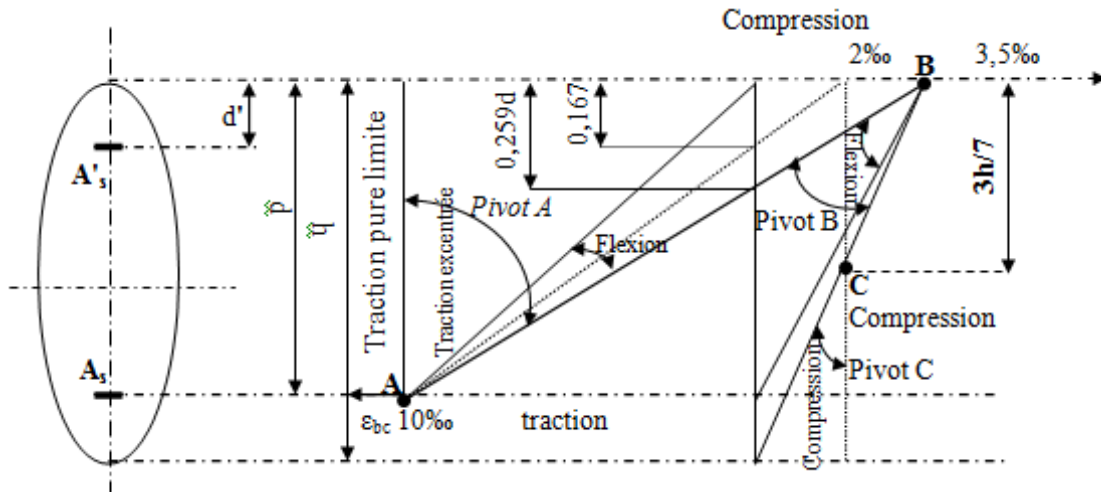


Figure I.7 : Diagramme des déformations limites de la section - Règle des trois pivots -.

I.3.2. E.L.S. :

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

I.3.2.1. 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 :

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

Le module E_b est obtenu à partir du coefficient d'équivalence η qui correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton ; soit :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$



I.3.2.2. Sollicitations de 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 :** Pour cet état, la combinaison d'action est : $G + Q$.

Le Règlement Parasismique Algériennes a prévu les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2 E \\ 0,8 G \pm E \end{cases} \quad \text{Avec} \rightarrow \begin{cases} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{effort du séisme} \end{cases}$$



Chapitre II

Prédimensionnement des éléments de la structure





II.1. Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire appelé : prédimensionnement.

Pour cela, nous évaluons une descente des charges et des surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur de tous les niveaux jusqu'à la fondation.

II.2. Données architecturales :

Les données architecturales nécessaires au prédimensionnement sont reportées dans le tableau qui suit :

Désignation	Dimension (cm)
Petite portée (L_x)	740
Grande portée (L_y)	930
Grande portée entre axes (L)	
- Poutre dans le sens longitudinal	1010
- Poutre dans le sens transversal	840
Hauteur du sous-sol 2 (h_0)	310
Hauteur de l'étage courant (h_e)	370

Tableau II.1 : Données architecturales.

II.3. Prédimensionnement du plancher :

Le plancher à dalle pleine en béton armé de 15 à 20 cm d'épaisseur sera coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et de l'importance des charges qu'elle supporte.

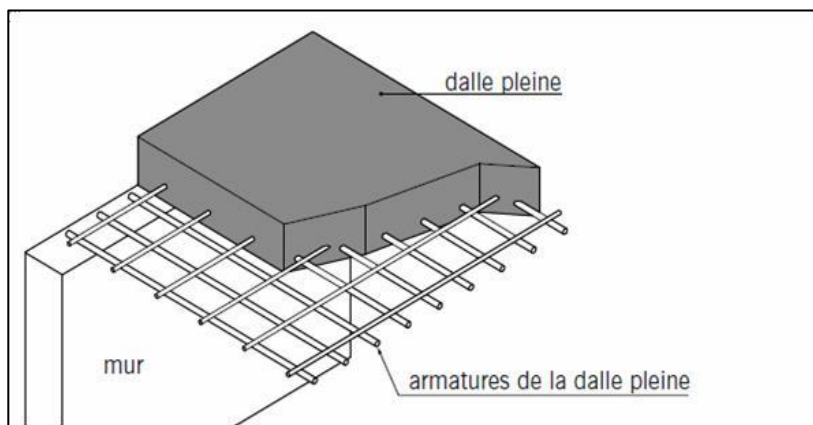


Figure II.1 : Plancher à dalle pleine.



II.3.1. Prédimensionnement de la hauteur :

Selon le BAEL 91, l'épaisseur ou la hauteur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche : $0,4 \leq \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$.

Pour notre cas, on a :

$$\begin{cases} L_x = 740 \text{ cm} \\ L_y = 930 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,79 \text{ (Panneau de dalle travaillant dans les deux sens)}$$

Donc, la condition de la flèche est satisfaite.

Pour une dalle continue, la hauteur totale du plancher doit aussi satisfaire la condition suivante : $h_t \geq \frac{L_x}{40}$.

$$h_t \geq \frac{740}{40} = 18,5 \text{ cm}$$

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

II.3.2. Évaluation des charges et des surcharges :

Nous allons procéder à l'évaluation des charges et surcharges comme suit :

a) Plancher terrasse inaccessible :

N°	Désignation	Dimension [cm]	Densité linéique de charge [(kN/m ²)/cm]	Charge [kN/m ²]
1	Protection en gravillon roulé	5	0,2	1
2	Étanchéité multicouches	2	0,06	0,12
3	Forme de pente en béton léger	10	0,22	2,2
4	Isolation thermique en polystyrène	4	0,04	0,16
5	Plancher en dalle pleine	20	0,25	5
6	Enduit en plâtre	2	0,1	0,2
Charge G_T				8,68
Charge Q_T (voir Annexe 1)				1

Tableau II.2 : Evaluation des charges – plancher terrasse.



b) Plancher étage courant :

N°	Désignation	Dimension [cm]	Densité linéique de charge [(kN/m ²)/cm]	Charge [kN/m ²]
1	Revêtement en carrelage	2	0,2	0,4
2	Mortier de pose	2	0,22	0,44
3	Sable fin pour mortier	2	0,18	0,36
4	Plancher en dalle pleine	20	0,25	5
5	Enduit en plâtre	2	0,1	0,2
6	Cloison en brique creuse	10	0,09	0,9
Charge G_E				7,3
Charge Q_E (voir annexe 1)				3,5

Tableau II.3 : Evaluation des charges – étage courant.

c) Murs de façade :

N°	Désignation	Dimension [cm]	Densité linéique de charge [(kN/m ²)/cm]	Charge [kN/m ²]
1	Brique creuse extérieure	15	0,09	1,35
2	Brique creuse intérieure	10	0,09	0,9
3	Enduit extérieur en ciment ou mortier	1,5	0,18	0,27
Charge G				2,52

Tableau II.4 : Evaluation des charges – murs de façade.

d) Murs intérieurs :

N°	Désignation	Dimension [cm]	Densité linéique de charge [(kN/m ²)/cm]	Charge [kN/m ²]
1	Enduit en plâtre	1,5	0,1	0,15
2	Brique creuse	10	0,09	0,9
3	Enduit en plâtre	1,5	0,1	0,15
Charge G				1,2

Tableau II.5 : Evaluation des charges – murs intérieurs.

Remarque : Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures ; donc, il est nécessaire d'adopter des coefficients selon le pourcentage d'ouverture :

- Murs avec portes (90 % G).
- Murs avec fenêtres pour les murs de façade (80 % G).
- Murs avec portes et fenêtres pour les murs intérieurs (70 % G).



II.4. Prédimensionnement des poutres :

Selon le RPA 99/2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \end{cases}$$

Et selon le BAEL 91, le critère de rigidité est donné par :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \\ \frac{h}{b} \leq 3 \end{cases}$$

II.4.1. Prédimensionnement des poutres dans le sens longitudinal :

Selon le BAEL 91, on a :

$$\begin{cases} 67,33 \text{ cm} \leq h \leq 101 \text{ cm} ; \text{On peut prendre } h = 80 \text{ cm} \\ d = 0,9 h = 0,9 \times 80 = 72 \text{ cm} \\ 21,6 \text{ cm} \leq b \leq 28,8 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le RPA 99/2003, on a :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 80 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 40 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \Leftrightarrow 2 \leq 4 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc, on prend (40 x 80) cm² comme section des poutres dans le sens longitudinal.

II.4.2. Prédimensionnement des poutres dans le sens transversal :

Selon le BAEL 91, on a :

$$\begin{cases} 56 \text{ cm} \leq h \leq 84 \text{ cm} ; \text{On prend } h = 60 \text{ cm} \\ d = 0,9h = 0,9 \times 60 = 54 \text{ cm} \\ 16,2 \text{ cm} \leq b \leq 21,6 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le RPA 99/2003, on a :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 60 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 40 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \Leftrightarrow 1,5 \leq 4 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc, on prend (40 x 60) cm² comme section des poutres dans le sens transversal.



II.5. Prédimensionnement des poteaux :

Le prédimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau central) ; la section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas.

On utilise un calcul basé sur la descente des charges tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

À noter que notre ouvrage compte deux sortes de poteaux ; à savoir : des poteaux rectangulaires et circulaires.

II.5.1 Prédimensionnement des poteaux rectangulaires :

On a trois types de coffrage des poteaux rectangulaires ; à savoir :

- Type 1 : pour les deux sous-sols.
- Type 2 : du RDC jusqu'au 1^{er} étage.
- Type 3 : du 2^{ème} étage jusqu'à la terrasse.

La surface afférente du poteau, issue du plan architectural, est donnée par :

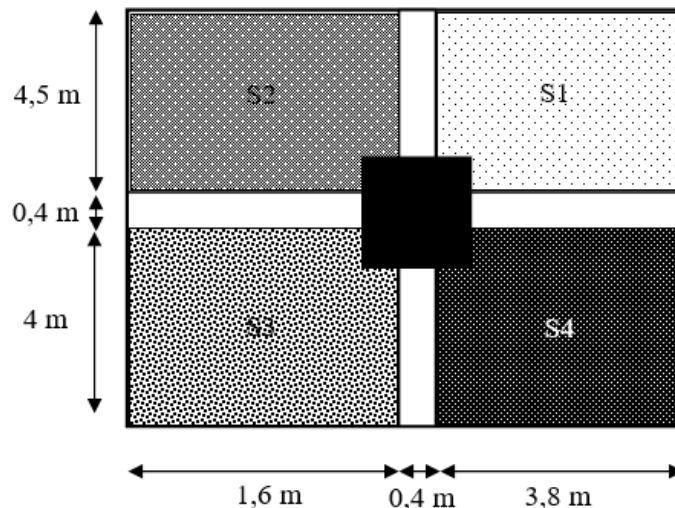


Figure II.2 : Surface supportant la charge revenant au poteau le plus sollicité.

$$S = (S1 + S2 + S3 + S4)$$

$$S = [(4,5 \times 3,8) + (4,5 \times 1,6) + (4 \times 1,6) + (4 \times 3,8)] = 45,9 \text{ m}^2$$

Nous allons procéder au prédimensionnement des poteaux de type 1.

a) Calcul de l'effort normal (N_u) sollicitant les poteaux :

1. Efforts de compression dus aux charges permanentes N_G :

- **Plancher terrasse inaccessible :**

- Poids propre du plancher :

$$G_T \times S = 8,68 \times 45,9 = 398,41 \text{ kN}$$



- Poids propre de la poutre principale :

$$\gamma_{ba} \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,40 \times 0,80) \times 10,10 = \mathbf{80,8 \text{ kN}}$$

- Poids propre de la poutre secondaire :

$$\gamma_{ba} \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,40 \times 0,60) \times 8,4 = \mathbf{50,4 \text{ kN}}$$

La charge totale sur le plancher terrasse : **G = 529,61kN.**

- **Plancher étage courant**

- Poids propre du plancher :

$$G_E \times S = 7,30 \times 45,9 = \mathbf{335,07 \text{ kN}}$$

- Poids propre de la poutre principale :

$$\gamma_{ba} \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,4 \times 0,8) \times 10,10 = \mathbf{80,8 \text{ kN}}$$

- Poids propre de la poutre secondaire :

$$\gamma_{ba} \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,40 \times 0,60) \times 8,4 = \mathbf{50,4 \text{ kN}}$$

La charge totale sur le plancher étage courant : **G = 466,27 x 6 = 2797,62 kN.**

$$\mathbf{N_G = 1,1 \times (529,61 + 2797,62) = 1,1 \times 3327,23 = 3659,95 \text{ kN.}}$$

2. Efforts de compression dus aux surcharges d'exploitation N_Q :

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages.

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment, et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les surcharges d'exploitation relatives aux planchers courants 1, 2, ..., n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Selon les règles du **DTR BC 2-2**, puisqu'il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5 Q du bas vers le haut. Pour un nombre d'étages supérieur ou égal 5, on applique :

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

Avec : n est le nombre d'étages, et Q_0 est la charge d'exploitation sur la terrasse.

Pour une dégression de 5% allant du bas vers le haut, on trouve :



Niveau des planchers	Loi de dégression [kN/m ²]	Charge [kN/m ²]
Terrasse	$NQ_0 = 1$	1,00
3	$NQ_1 = Q_0 + Q_1$	4,50
2	$NQ_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	7,65
1	$NQ_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	10,45
RDC	$NQ_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	12,90
S-sol 1 (n = 5)	$NQ_5 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	14,2

Tableau II.6 : Dégression des charges d'exploitation.

La surcharge d'exploitation totale sur le plancher étage courant :

$$N_Q = 1,1 \times Q \times S = 1,1 \times 14,2 \times 45,9 = 716,95 \text{ kN}$$

3. Effort normal N_U :

$$N_U = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = (1,35 \times 3659,95) + (1,5 \times 716,95) = 6016,35 \text{ kN.}$$

b) Détermination de la section du poteau (a x b) :

1. Détermination de « a » :

On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il n'y ait pas de flambement, c'est-à-dire :

$$\lambda \leq 50.$$

$$B = b \cdot a$$

$$I = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot b \cdot a}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289 a$$

$$\text{On a : } h_0 = 310 \text{ cm} \rightarrow L_f = 0,7 \times h_0 = 0,7 \times 310 = 217 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{217}{0,289 a} \leq 50 \rightarrow a \geq \frac{217}{0,289 \times 50} = 15,02 \text{ cm}$$

On prend : a = 60 cm.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{217}{0,289 \times 60} = 12,51 \leq 50 ; \text{Condition vérifiée.}$$

2. Détermination de « b » :

Selon les règles du BAEL 91, l'effort normal ultime N_U doit être :

$$N_U \leq \alpha_r \left[\frac{B_r}{0,9} \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} + \bar{A}_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$



Avec :

$$B_r : \text{Section réduite du poteau} \rightarrow B_r = (a - 2)(b - 2) \text{ cm}^2.$$

$$\bar{A}_s : \text{Section d'armature longitudinale} \rightarrow \bar{A}_s = 0,9 \% B_r \text{ (Zone III).}$$

$$\alpha_r : \text{Facteur réducteur de } N_U \text{ fonction de } \lambda \rightarrow \alpha_r = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]}$$

3. Application numérique :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,50 ; \gamma_s = 1,15 ;$$

$$B_r = (60 - 2)(b - 2) = 58(b - 2) \text{ cm}^2$$

$$\bar{A}_s = 0,9\% \times B_r = 0,9\% \times [58(b - 2)] = 0,522(b - 2) \text{ cm}^2$$

$$\alpha_r = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{12,51}{35}\right)^2\right]} = 0,83$$

$$6016,35 \leq 0,83 \left(\frac{58(b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,50 \times 10} + \frac{0,522(b - 2) \times 400}{1,15 \times 10} \right)$$

$$b \geq 59,73 \text{ cm}$$

On prend : $b = 60 \text{ cm}$.

4. Vérification des conditions du RPA 99/2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a ; b) = 60 \text{ cm} > 25 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ \min(a ; b) = 60 \text{ cm} > \frac{h_0}{20} = \frac{310}{20} = 15,5 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} \Leftrightarrow 0,25 < 1 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc, le poteau rectangulaire type 1 a une section de $(60 \times 60) \text{ cm}^2$.

En finalité, on retient les sections suivantes pour les poteaux :

$$\text{Type 01 : (les deux sous - sols)} \rightarrow (60 \times 60) \text{ cm}^2$$

$$\text{Type 02 : (RDC ... 1^{er} étage)} \rightarrow (55 \times 55) \text{ cm}^2$$

$$\text{Type 03 : (2^{ème} étage ... 3^{ème} étage)} \rightarrow (50 \times 50) \text{ cm}^2$$

II.5.2. Prédimensionnement des poteaux circulaires :

On calcule pour ce type de poteau le diamètre D.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\pi \frac{D^2}{4}}{\pi \frac{D^4}{64}}} = \sqrt{\frac{16}{D^2}} = \frac{4}{D} = 0,25 D$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{4 \times L_f}{D} = \frac{4 \times 0,7 \times h_0}{D} = \frac{2,8 \times h_0}{D}$$



$$\lambda \leq 50 \rightarrow \frac{2,8 \times h_0}{D} \leq 50$$

$$D \geq \frac{2,8 \times h_0}{50} = \frac{2,8 \times 310}{50} = 17,36 \text{ cm.}$$

On prend : $D = 60 \text{ cm.}$

II.6. Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

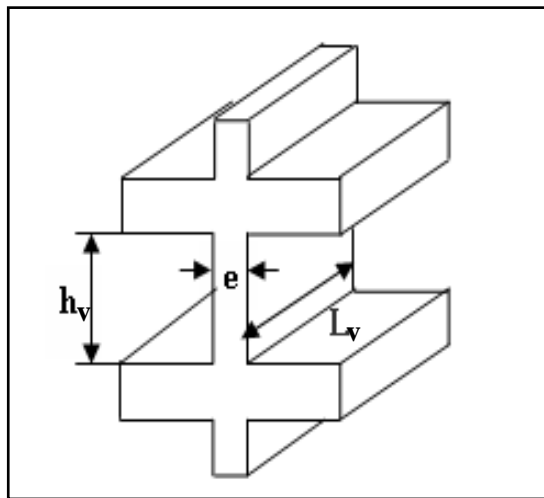


Figure II.3 : Coupe de voile en élévation.

Le RPA 99/2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_e}{22} = \frac{370}{22} = 16,82 \text{ cm} \\ e \geq \max(16,82; 15) \rightarrow e \geq 16,82 \text{ cm} \\ e_{min} = 20 \text{ cm} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$L_v \geq 4e \rightarrow L_v \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

Avec :

L_v : Longueur du voile.

e : Epaisseur du voile.

On adopte des voiles d'épaisseur : $e = 20 \text{ cm.}$



II.7. Tableau récapitulatif des résultats :

Le tableau suivant résume les sections des poutres et des poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la structure.

Niveau	Section des poteaux carrés [cm ²]	Section des poutres - sens longitudinal - [cm ²]	Section des poutres - sens transversal - [cm ²]	Épaisseur des voiles [cm ²]
S-sol 2	60 x 60	40 x 80	40 x 60	20
S-sol 1				
RDC	55 x 55			
01				
02				
03	50 x 50			
Poteaux circulaires				
Niveau	Diamètre [cm]	Section des poutres - sens longitudinal - [cm ²]	Section des poutres - sens transversal - [cm ²]	Épaisseur des voiles [cm ²]
S-sol 2 S-sol 1	D = 60	40 x 80	40 x 60	20
RDC	D = 55			
01				
02	D = 50			
03				

Tableau II.7 : Récapitulatif des résultats.



Chapitre III

Calcul des planchers





III.1. Introduction :

Les planchers représentent l'ensemble horizontal de la structure d'un bâtiment destiné à reprendre les charges d'exploitation et les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtements, etc.) pour les transmettre sur les éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs, ...).

Pour notre ouvrage, les planchers sont en dalle pleine ; cette dernière est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place et reposant sur des appuis.

III.2. Etude de la dalle pleine :

Les planchers en béton armé présentent des avantages qui expliquent leur utilisation de plus en plus répandue, non seulement le béton armé permet des réalisations variées et économique mais de plus il offre par son monolithisme des garanties d'une excellente liaison entre les différents éléments.

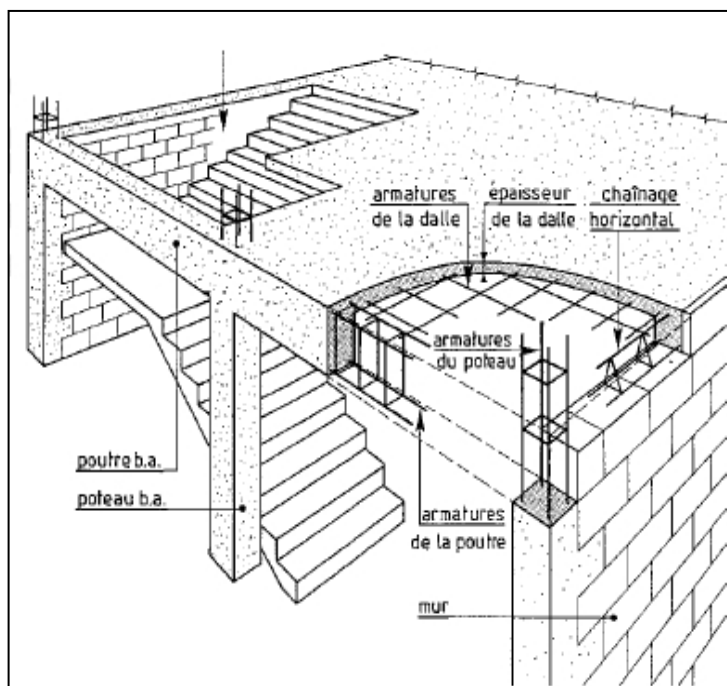


Figure III.1 : Plancher en béton armé (dalle).

Si :

$$\begin{cases} \alpha > 4 \text{ panneau de dalle travaillant dans un seul sens } (L_x) \\ 0,4 < \alpha < 1 \text{ panneau de dalle travaillant dans les deux sens } (L_x) (L_y) \end{cases}$$

Avec : (L_x) est la petite portée du panneau de dalle et (L_y) est la grande portée du panneau de dalle.

Le tableau qui suit reporte les valeurs de (L_x) et (L_y) ainsi que le calcul de (α) .



Désignation	L_x (cm)	L_y (cm)	$\alpha = L_x/L_y$
Panneau de rive	665,2	755	0,88
Panneau central	785	895	0,87

Tableau III.1 : Valeur de α pour chaque panneau.

III.3. Exemple de calcul :

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau (2^{ème} étage) et les résultats des autres niveaux seront reportés par la suite dans un tableau récapitulatif.

III.3.1. Panneau le plus défavorable (panneau de rive) :

✓ Sollicitations :

Comme : $\alpha = 0,88 > 0,4$ (Panneau travaillant dans les deux sens) $\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,7438 \end{cases}$

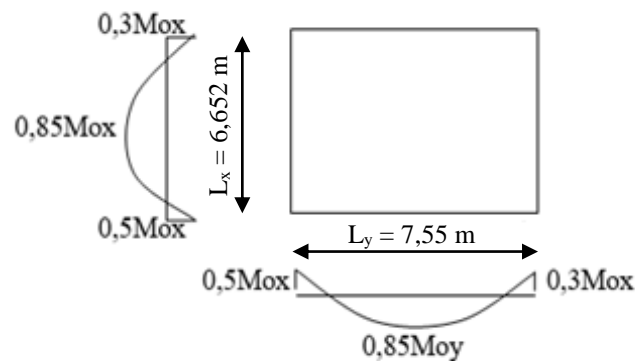


Figure III.2 : Panneau de rive.

✓ Chargement :

Charge permanente (2^{ème} étage) : $G = 7,30 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

Charge ultime (pour une bande de 1m de largeur) : $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) = 15,105 \text{ kN/m}$.

✓ Moment isostatique :

Sens L_x

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0476 \times 15,105 \times 44,25 = 31,81 \text{ kN.m}$$

Sens L_y

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,7438 \times 31,81 = 23,66 \text{ kN.m}$$

**✓ Moments en travée et sur appuis :**

$$M_{tx} = 0,85 \times 31,81 = 27,03 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times 23,66 = 20,11 \text{ kN.m}$$

$$M_{ax \text{ riv}} = 0,3 \times 31,81 = 9,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{ax \text{ intr}} = 0,5 \times 31,81 = 15,91 \text{ kN.m}$$

III.3.1.1. Calcul du ferrailage :**✓ Armatures inférieures (en travée) :**

Pour une bande de 1 m : $b = 100 \text{ cm}$;

$$d = 0,9 h_t = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}.$$

Sens L_x

$$M_{tx} = 27,03 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{27,03 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,17} \approx 0,058 \rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{27,03 \times 10^3}{0,970 \times 18 \times 348} = 4,45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Sens L_y

$$M_{ty} = 20,11 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{20,11 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,17} \approx 0,043 \rightarrow \beta = 0,9785$$

$$A_{ty} = \frac{20,11 \times 10^3}{0,9785 \times 18 \times 348} = 3,28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

✓ Armatures supérieures (sur appuis) :**• Sur appuis de rive :**

$$M_a = M_{ax \text{ riv}} = 9,54 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{9,54 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,17} = 0,020 \rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_{arive} = \frac{9,54 \times 10^3}{0,990 \times 18 \times 348} = 1,53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

• Sur appuis intermédiaires :

$$M_a = M_{ax \text{ intr}} = 15,91 \text{ kN.m} \rightarrow A_{aint} = 2,58 \text{ cm}^2/\text{m}$$



✓ Section minimale des armatures :

Sens L_y

$$A_{ymin} = 8 \times h_t = 8 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2/m$$

Sens L_x

$$A_{xmin} = A_{ymin} \times \frac{3 - \alpha}{2} = 1,6 \times \frac{3 - 0,88}{2} = 1,69 \text{ cm}^2/m$$

✓ Choix des aciers :

• En travée :

Sens L_x

$$\begin{cases} A_{tx} = 4,45 \text{ cm}^2/m \\ \phi \leq 20 \text{ mm} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_{tx} : \mathbf{5T12} \text{ p. m} = 5,65 \text{ cm}^2/m > A_{xmin} \\ S_{tx} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens L_y

$$\begin{cases} A_{ty} = 3,28 \text{ cm}^2/m \\ \phi \leq 20 \text{ mm} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_{ty} : \mathbf{4T12} \text{ p. m} = 4,52 \text{ cm}^2/m > A_{xmin} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

• Sur appuis de rive :

$$\begin{cases} A_{arive} = 1,53 \text{ cm}^2/m \\ \phi \leq 20 \text{ mm} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_{arive} : \mathbf{4T10} \text{ p. m} = 3,14 \text{ cm}^2/m > A_{xmin} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

• Sur appuis intermédiaires :

$$\begin{cases} A_{aint} = 2,58 \text{ cm}^2/m \\ \phi \leq 20 \text{ mm} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_{aint} : \mathbf{4T10} \text{ p. m} = 3,14 \text{ cm}^2/m > A_{xmin} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ Nécessité de disposer des armatures transversales :

- 1) On suppose que la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.
- 2) L'épaisseur de la dalle est de 20 cm.
- 3) On vérifie l'effort tranchant :

$$\alpha = 0,88 \rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 34,89 \text{ kN} \\ V_y = q_u \times \frac{L_x}{3} = 33,49 \text{ kN} \end{cases}$$

$$V_{max} = \max (V_x ; V_y) = 34,89 \text{ kN}$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{34,89 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,19 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée (pas de risque de cisaillement)}. \end{array} \right.$$

III.3.1.2. Vérifications à l'E.L.S. :

✓ Sollicitations :

$$\alpha = 0,88 > 0,4 \text{ (Dalle travaillant suivant les deux sens (L}_x\text{) et (L}_y\text{))} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0546 \\ \mu_y = 0,8216 \end{cases}$$

✓ Chargement :

Charge permanente : $G = 7,30 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

Charge de service (pour une bande de 1 m de largeur) : $q_{ser} = (G + Q) = 10,8 \text{ kN/m}$.

✓ Moment isostatique :

Sens L_x

$$M_{ox} = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2 = 0,0546 \times 10,8 \times 44,25 = 26,09 \text{ kN.m}$$

Sens L_y

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,8216 \times 26,09 = 21,43 \text{ kN.m}$$

✓ Moments en travée et sur appuis :

$$M_{tx} = 0,85 \times 26,09 = 22,17 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times 21,43 = 18,21 \text{ kN.m}$$

$$M_{ax riv} = 0,3 \times 26,09 = 7,82 \text{ kN.m}$$

$$M_{ax intr} = 0,5 \times 26,09 = 13,04 \text{ kN.m}$$

✓ Vérification des contraintes dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \eta = 15 \text{ (Voir chapitre I)}.$$

Suivant L_x

• En travée

$$M_{tx} = 22,17 \text{ kN.m} ; A_s = A_{tx} = 3,63 \text{ cm}^2/\text{m} ; A' = 0$$

a) Position de l'axe neutre (y) :

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta A_s (d - y) = 50 y^2 + 54,45 y - 980,1 = 0 \rightarrow y = 3,91 \text{ cm}$$



b) Moment d'inertie (I) :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100}{3} 3,91^3 + (15 \times 3,63) \times (18 - 3,91)^2 = 12802,40 \text{ cm}^4$$

c) Contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{tx}}{I} \times y = \frac{22,17 \times 10^3}{12802,40} \times 3,91 = 6,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

• **Sur appuis de rive :**

$$M_a = M_{ax \text{ riv}} = 7,82 \text{ kN.m} ; A_s = A_{arive} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{m} ; A' = 0$$

a) Position de l'axe neutre (y) :

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta A_s (d - y) = 50y^2 + 18,9y - 340,2 = 0 \rightarrow y = 2,42 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie (I) :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100}{3} 2,42^3 + (15 \times 1,26) \times (18 - 2,42)^2 = 5060,13 \text{ cm}^4$$

c) Contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_a}{I} \times y = \frac{7,82 \times 10^3}{5060,13} \times 2,421 = 3,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

• **Sur appuis intermédiaires :**

$$M_a = M_{ax \text{ intr}} = 13,04 \text{ kN.m} ; A_s = A_{aint} = 2,11 \text{ cm}^2/\text{m} ; A' = 0$$

a) Position de l'axe neutre (y) :

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta A_s (d - y) = 50y^2 + 31,65y - 569,7 = 0 \rightarrow y = 3,07 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie (I) :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,07^3}{3} + (15 \times 2,11) \times (18 - 3,07)^2 = 8019,42 \text{ cm}^4$$

c) Contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_a}{I} \times y = \frac{13,04 \times 10^3}{8019,42} \times 3,07 = 4,99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Suivant Ly

• **En travée**

$$M_{ty} = 18,21 \text{ kN.m} ; A_s = A_{ty} = 2,96 \text{ cm}^2/\text{m} ; A' = 0$$



a) Position de l'axe neutre (y) :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s (d - y) = 50y^2 + 44,4y - 799,2 = 0 \rightarrow y = 3,6 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie (I) :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100}{3} 3,6^3 + (15 \times 2,96) \times (18 - 3,6)^2 = 10761,98 \text{ cm}^4$$

c) Contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ty}}{I} \times y = \frac{18,21 \times 10^3}{10761,98} \times 3,6 = 6,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Disposition du ferrailage :

• Arrêt des barres :

La figure qui suit illustre la disposition des armatures.

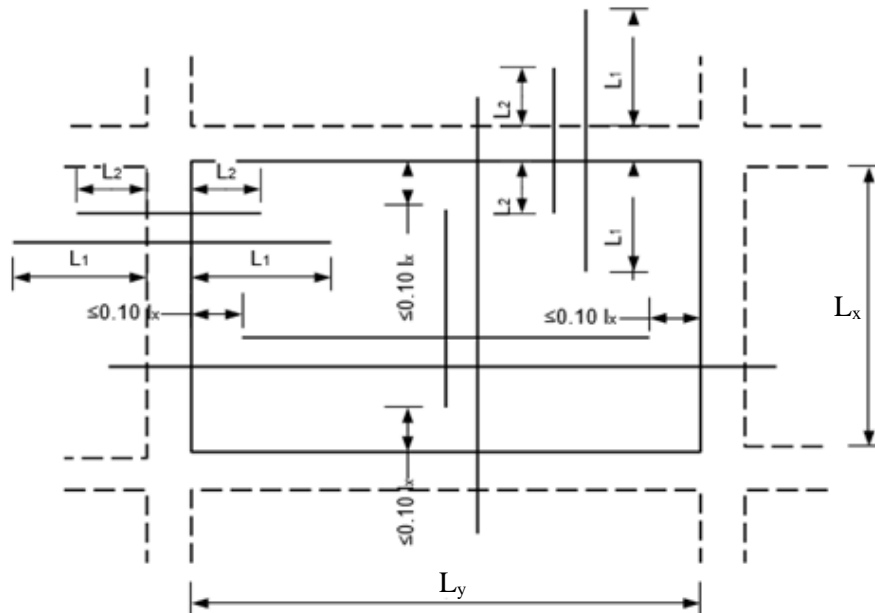


Figure III.3 : Disposition des armatures.

$$L1 = \max \left\{ \begin{array}{l} l_s \\ \lambda_s \cdot L_x \end{array} \right. \quad \text{et} \quad L2 = \max \left\{ \begin{array}{l} l_s \\ \frac{L_1}{2} \end{array} \right.$$

Avec (l_s) est la longueur de scellement droit donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

Où (ϕ) est le diamètre de la barre, et (τ_{su}) est la contrainte d'adhérence ultime donnée par la formule suivante :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi s^2 \cdot f_{tj}$$



Avec ψ_s est le coefficient de scellement exprimé par :

$$\psi_s = \begin{cases} 1 & \text{pour les barres R.L.} \\ 1,5 & \text{pour les barres H.A.} \end{cases}$$

$$\lambda_s = 0,05 + 0,3 \frac{Ma}{M_{ox}} = 0,05 + 0,3 \left(\frac{0,5 M_{ox}}{M_{ox}} \right) = 0,2$$

Comme : $f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$ (Voir chapitre I).

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

Pour une barre de 1,2 cm de diamètre :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm}$$

$$L1 = 133,04 \text{ cm} \rightarrow \max \begin{cases} l_s = 42,40 \text{ cm} \\ \lambda_s \cdot L_x = 0,2 \times 665,2 = 133,04 \text{ cm} \end{cases}$$

$$L2 = 66,52 \text{ cm} \rightarrow \max \begin{cases} l_s = 42,40 \text{ cm} \\ \frac{L1}{2} = 66,52 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Arrêt des barres en travée dans les deux sens :**

Les barres en travée sont arrêtées à une distance des appuis inférieure à $L_x / 10$ de la portée ;

$$\text{soit : } \frac{L_x}{10} = \frac{665,2}{10} = 65 \text{ cm}$$

• **Armatures finales :**

Suivant L_x : $A_{tx} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{m}$ soit **5T12 p.m** avec $S_{tx} = 25 \text{ cm}$

Suivant L_y : $A_{ty} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$ soit **4T12 p.m** avec $S_{ty} = 20 \text{ cm}$

Appui sur rive : $A_{arive} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{m}$ soit **4T10 p.m** avec $S_{tx} = 25 \text{ cm}$

Appui intermédiaire : $A_{aint} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{m}$ soit **4T10 pm** avec $S_{tx} = 25 \text{ cm}$.

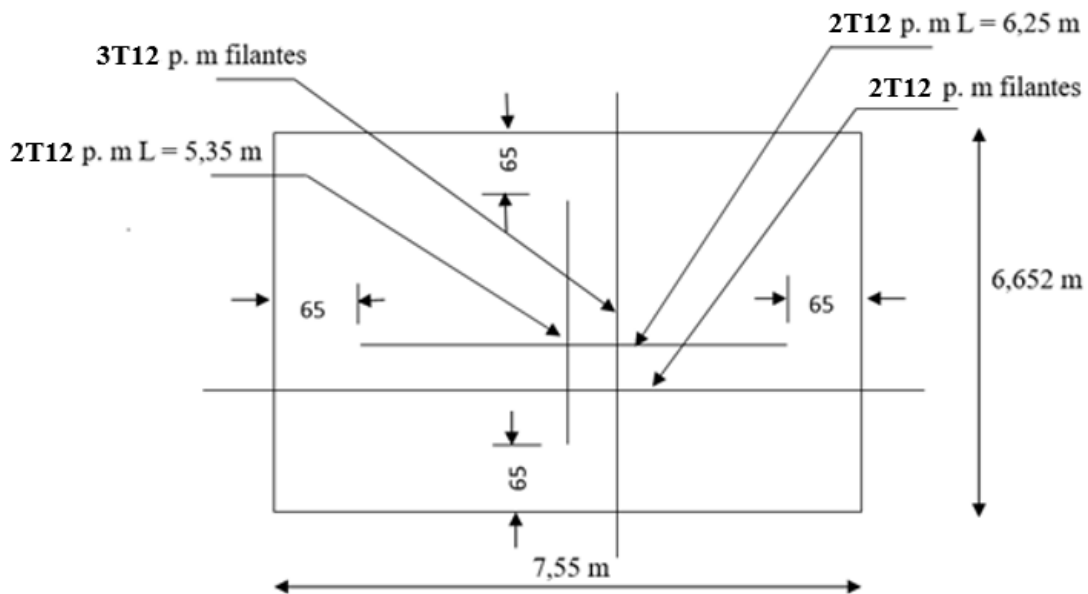


Figure III.4 : Armatures inférieures (en travée).

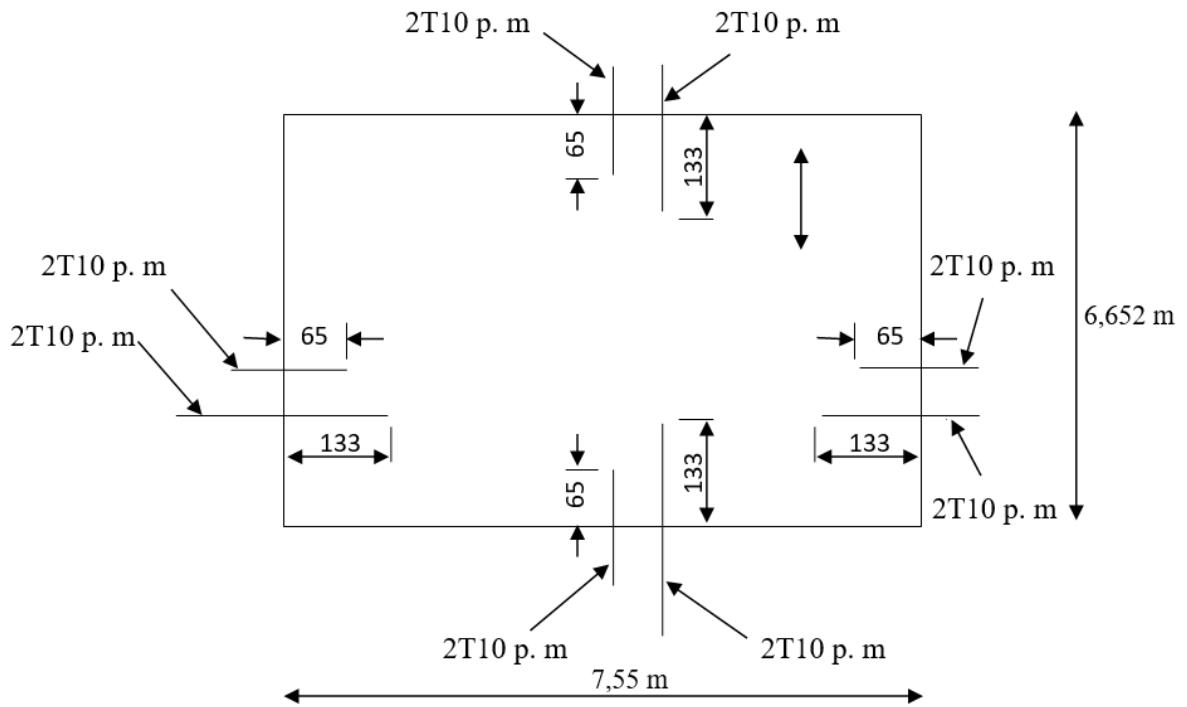


Figure III.5 : Armatures supérieures (sur appuis).

III.3.2. Panneau intermédiaire :

✓ Sollicitations :

Comme : $\alpha = 0,87 > 0,4$ (Panneau travaillant dans les deux sens) $\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0486 \\ \mu_y = 0,7244 \end{cases}$

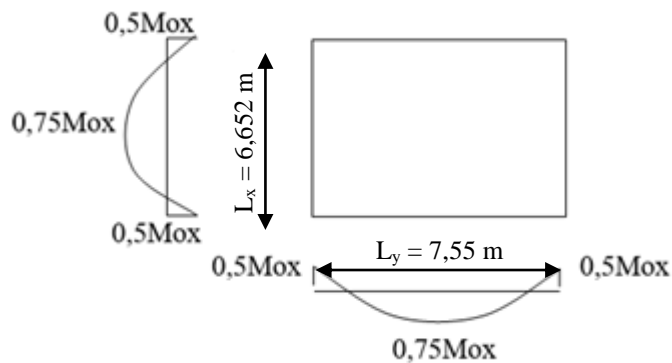


Figure III.6 : Panneau intermédiaire.

✓ Chargement :

Charge permanente (2^{ème} étage) : $G = 7,30 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

Charge ultime (pour une bande de 1m de largeur) : $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) = 15,105 \text{ kN/m}$.

**✓ Moment isostatique :****Sens Lx**

$$M_{ox} = \mu x \times q_u \times L_x^2 = 0,0486 \times 15,105 \times 61,62 = 45,23 \text{ kN.m}$$

Sens Ly

$$M_{oy} = \mu y \times M_{ox} = 0,7244 \times 45,23 = 32,76 \text{ kN.m}$$

✓ Moments en travée et sur appuis :

$$M_{tx} = 0,75 \times 45,23 = 33,92 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times 32,76 = 24,57 \text{ kN.m}$$

$$M_{ax \text{ intr}} = 0,5 \times 45,23 = 22,61 \text{ kN.m}$$

III.3.2.1. Calcul du ferrailage :**✓ Armatures inférieures (en travée) :**

Pour une bande de 1 m : $b = 100 \text{ cm}$;

$$d = 0,9 h_t = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}.$$

Sens Lx

$$M_{tx} = 33,92 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{33,92 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,17} \approx 0,073 \rightarrow \beta = 0,9625$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{33,92 \times 10^3}{0,9625 \times 18 \times 348} = 5,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Sens Ly

$$M_{ty} = 24,57 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{24,57 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,17} = 0,053 \rightarrow \beta = 0,9725$$

$$A_{ty} = \frac{24,57 \times 10^3}{0,9725 \times 18 \times 348} = 4,03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

✓ Armatures supérieures (sur appuis) :**• Sur appuis de rive :**

$$M_a = M_{ax \text{ intr}} = 22,61 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{22,61 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,17} = 0,049 \rightarrow \beta = 0,9745$$

$$A_{aint} = \frac{22,61 \times 10^3}{0,9745 \times 18 \times 348} = 3,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$



✓ **Section minimale des armatures :**

Sens Ly

$$A_{ymin} = 8 \times h_t = 8 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2/m$$

Sens Lx

$$A_{xmin} = A_{ymin} \times \frac{3 - \alpha}{2} = 1,70 \text{ cm}^2/m$$

✓ **Choix des aciers :**

• **En travée :**

Sens Lx

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 5,62 \text{ cm}^2/m \\ \phi \leq 20 \text{ mm} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{tx} : \mathbf{4T14} \text{ p. m} = 6,16 \text{ cm}^2/m > A_{xmin} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Sens Ly

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 4,03 \text{ cm}^2/m \\ \phi \leq 20 \text{ mm} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{ty} : \mathbf{4T12} \text{ p. m} = 4,52 \text{ cm}^2/m > A_{xmin} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• **Sur appuis intermédiaires :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{aint} = 3,70 \text{ cm}^2/m \\ \phi \leq 20 \text{ mm} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{aint} : \mathbf{4T12} \text{ p. m} = 4,52 \text{ cm}^2/m > A_{xmin} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

✓ **Nécessité de disposer des armatures transversales :**

- 4) On suppose que la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.
- 5) L'épaisseur de la dalle est de 20 cm.
- 6) On vérifie l'effort tranchant :

$$\alpha = 0,87 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = q_u \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 41,31 \text{ kN} \\ V_y = q_u \times \frac{L_x}{3} = 39,52 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$V_{max} = \max(V_x ; V_y) = 41,31 \text{ kN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{41,31 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,23 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Conclusion : Pas de risque de cisaillement.



III.3.2.2. Vérifications à l'E.L.S. :

✓ Sollicitations :

$$\alpha = 0,87 > 0,4 \text{ (Dalle travaillant suivant les deux sens (L}_x\text{) et (L}_y\text{))} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0556 \\ \mu_y = 0,8074 \end{cases}$$

✓ Chargement :

$$\text{Charge permanente : } G = 7,30 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Charge de service (pour une bande de 1 m de largeur) : } q_{\text{ser}} = (G + Q) = 10,8 \text{ kN/m.}$$

✓ Moment isostatique :

Sens L_x

$$M_{ox} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times L_x^2 = 0,0556 \times 10,8 \times 61,62 = 37 \text{ kN.m}$$

Sens L_y

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,8074 \times 37 = 29,87 \text{ kN.m}$$

✓ Moments en travée et sur appuis :

$$M_{tx} = 0,75 \times 37 = 27,75 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times 29,87 = 22,4 \text{ kN.m}$$

$$M_{ax \text{ intr}} = 0,5 \times 37 = 18,5 \text{ kN.m}$$

✓ Vérification des contraintes dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \eta = 15 \text{ (Voir chapitre I).}$$

Suivant L_x

• En travée

$$M_{tx} = 27,75 \text{ kN.m} ; A_s = A_{tx} = 4,57 \text{ cm}^2/\text{m} ; A' = 0$$

a) Position de l'axe neutre (y) :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 50y^2 + 68,55y - 1233,9 = 0 \rightarrow y = 4,33 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie (I) :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100}{3}4,33^3 + (15 \times 4,57) \times (18 - 4,33)^2 = 15515,95 \text{ cm}^4$$

c) Contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{tx}}{I} \times y = \frac{27,75 \times 10^3}{15515,95} \times 4,33 = 7,74 \text{ MPa}$$



$\sigma_{bc} = 7,74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

• **Sur appuis intermédiaires :**

$M_a = M_{ax\ intr} = 18,5 \text{ kN.m}$; $A_s = A_{aint} = 3,01 \text{ cm}^2/\text{m}$; $A' = 0$

a) **Position de l'axe neutre (y) :**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 50y^2 + 45,15y - 812,7 = 0 \rightarrow y = 3,6 \text{ cm}$$

b) **Moment d'inertie (I) :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,6^3}{3} + (15 \times 3,01) \times (18 - 3,6)^2 = 10917,5 \text{ cm}^4$$

c) **Contrainte dans le béton (σ_{bc}) :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_a}{I} \times y = \frac{18,5 \times 10^3}{10917,5} \times 3,6 = 6,1 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6,1 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

Suivant Ly

• **En travée**

$M_{ty} = 22,4 \text{ kN.m}$; $A_s = A_{ty} = 3,66 \text{ cm}^2/\text{m}$; $A' = 0$

a) **Position de l'axe neutre (y) :**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 50y^2 + 54,9y - 988,2 = 0 \rightarrow y = 3,93 \text{ cm}$$

b) **Moment d'inertie (I) :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100}{3}3,93^3 + (15 \times 3,66) \times (18 - 3,93)^2 = 12891,55 \text{ cm}^4$$

c) **Contrainte dans le béton (σ_{bc}) :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ty}}{I} \times y = \frac{22,4 \times 10^3}{12891,55} \times 3,93 = 6,82 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6,82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

✓ **Disposition du ferrailage :**

• **Arrêt des barres :**

Pour une barre de 1,4 cm de diamètre : $l_s = 49,47 \text{ cm}$.

$$L1 = 157 \text{ cm} \rightarrow \max \begin{cases} l_s = 49,47 \text{ cm} \\ \lambda_s \cdot L_x = 0,2 \times 785 = 157 \text{ cm} \end{cases}$$

$$L2 = 78,5 \text{ cm} \rightarrow \max \begin{cases} l_s = 49,47 \text{ cm} \\ \frac{L1}{2} = 78,5 \text{ cm} \end{cases}$$



• Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les barres en travée sont arrêtées à une distance des appuis inférieure à $L_x / 10$ de la portée ;

$$\text{soit : } \frac{L_x}{10} = \frac{785}{10} = 78,5 \text{ cm}$$

• Armatures finales :

Suivant L_x : $A_{tx} = 6,16 \text{ cm}^2/\text{m}$ soit **4T14** p. m avec $S_{tx} = 25 \text{ cm}$

Suivant L_y : $A_{ty} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$ soit **4T12** p. m avec $S_{ty} = 25 \text{ cm}$

Appui intermédiaire : $A_{aint} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$ soit **4T12** p. m avec $S_{tx} = 25 \text{ cm}$

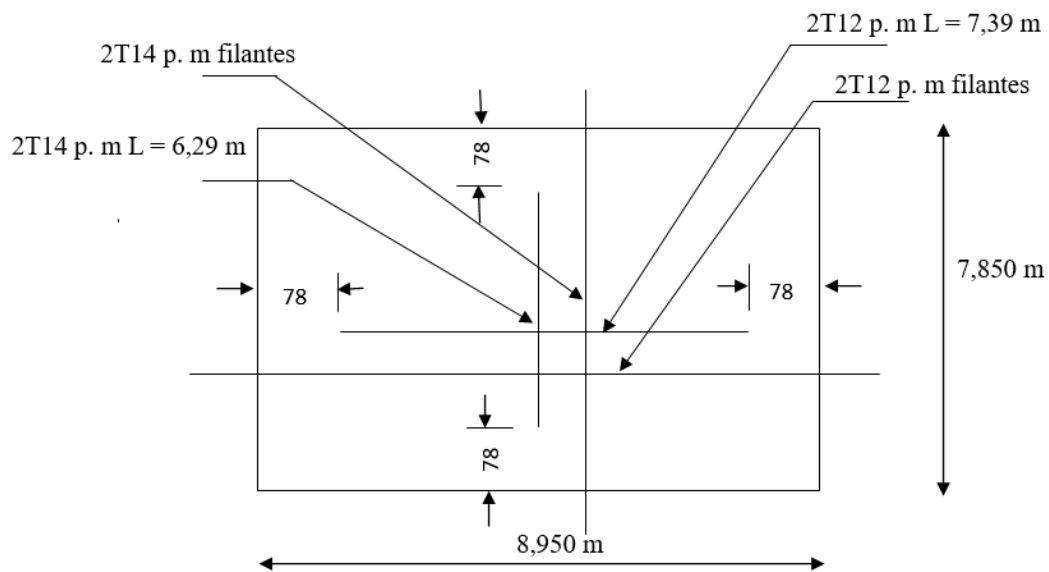


Figure III.7 : Armatures inférieures (en travée).

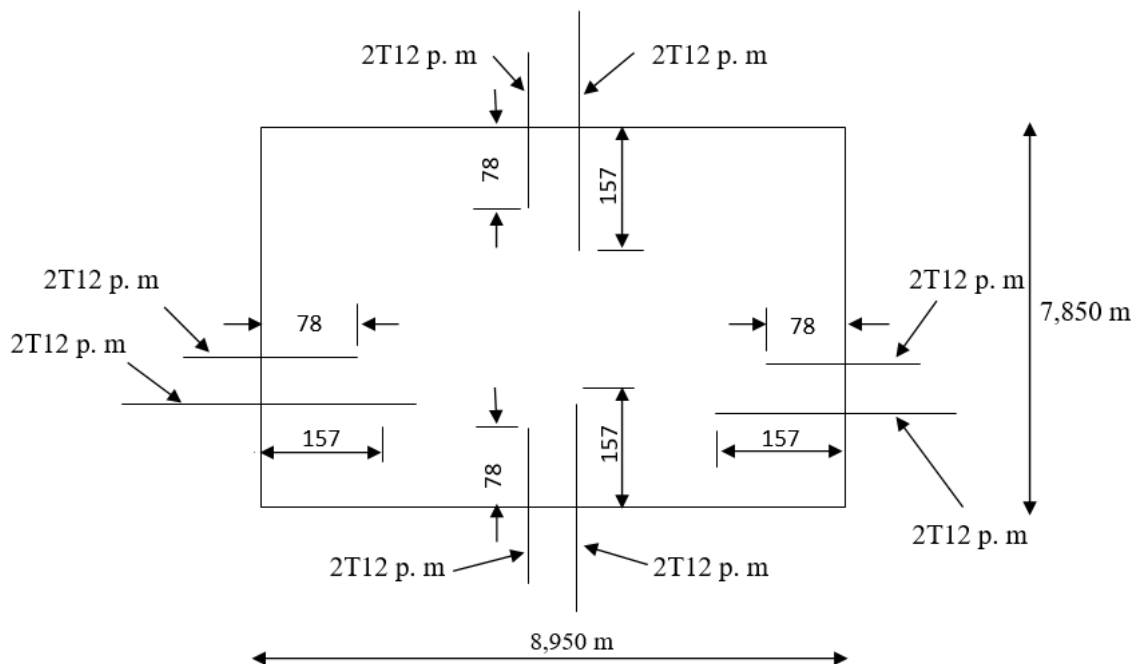


Figure III.8 : Armatures supérieures (sur appuis).



III.4. Armatures finales des autres panneaux :

En procédant de la même manière, les calculs relatifs aux autres panneaux de la terrasse et du sous-sol sont reportés dans le tableau qui suit :

Terrasse	Suivant L_x	Suivant L_y	Appuis de rive	Appuis interm.
P. de rive	4T12	4T10	3T10	4T10
P. central	4T14	4T12	/	5T10
Etage	Suivant L_x	Suivant L_y	Appuis de rive	Appuis interm.
P. de rive	5T12	4T12	4T10	4T10
P. central	4T14	4T12	/	4T12
S-sol	Suivant L_x	Suivant L_y	Appuis de rive	Appuis interm.
P. de rive	4T12	5T10	4T10	4T10
P. central	5T14	4T12	/	4T12

Tableau III.2 : Armatures finales des panneaux.



Chapitre IV

Ferraillage des éléments non structuraux





IV.1. Introduction :

D'une manière générale, on appelle éléments non structuraux tous les éléments qui n'apportent pas à la résistance de l'ouvrage, c'est-à-dire qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Néanmoins, ces éléments peuvent modifier considérablement le comportement de la structure en altérant la période d'oscillation et en induisant éventuellement une torsion d'ensemble additionnelle.

Aussi, leur destruction présente parfois un grand danger pour la sécurité des personnes (destruction des escaliers, chute de balcons, chute de parement de façade, etc.) et donne lieu à des désordres importants s'ils ne sont pas conçus pour résister aux sollicitations sismiques. L'ensemble de ces éléments est énuméré comme suit : acrotère, escalier, cage d'ascenseur, balcon, etc.

Le calcul de cet ensemble s'effectuera selon les règles du BAEL 91 et RPA 99/Version 2003.

IV.2. Acrotère :

L'acrotère est un mur généralement situé en bordure de toitures terrasses afin de protéger la ligne jonctive 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 qu'elle soit ; il est réalisé en béton armé et soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante ($N_Q = Q = 1 \text{ kN/m}$). Il est considéré comme étant une console encastree au plancher terrasse. L'acrotère est exposé aux intempéries ce qui peut provoquer des fissures et des déformations importantes (fissuration préjudiciable).

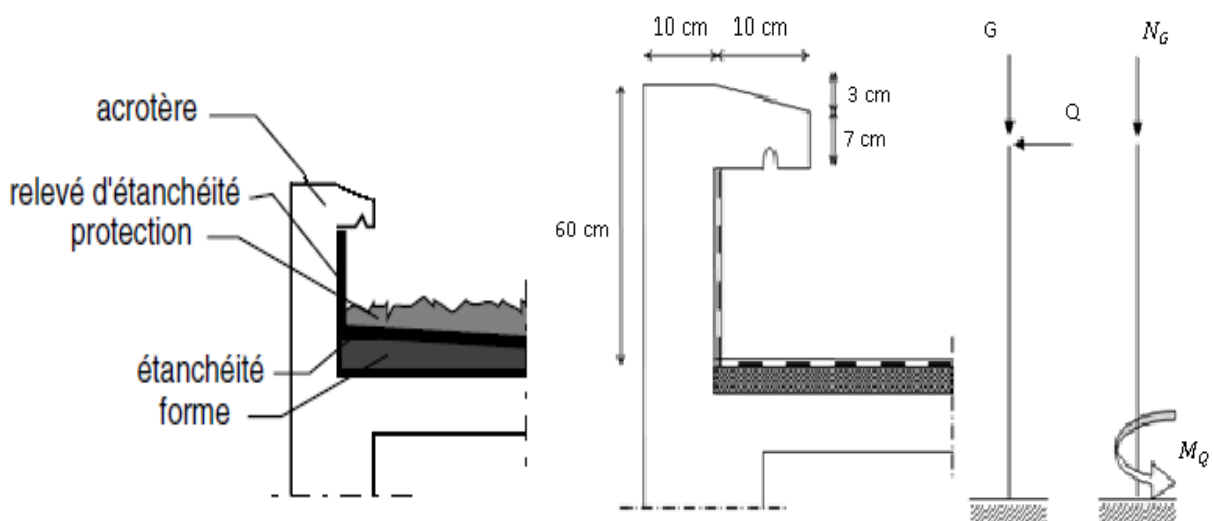


Figure IV.1 : Dimensions et charges de l'acrotère en béton armé.

**IV.2.1. Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :****1) Poids propre :**

$$S_a = \frac{0,03 \times 0,1}{2} + (0,1 \times 0,6) + (0,07 \times 0,1) = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = S_a \times \gamma_{ba} = 0,0685 \times 25 = 1,71 \text{ kN/m}$$

2) Effort normal :

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 1,71 = 2,31 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ser} = N_G = G = 1,71 \text{ kN/m}$$

3) Moment de flexion :

$$M_U = 1,5 \times N_Q \times h_a = 1,50 \times 1 \times 0,60 = 0,90 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ser} = M_Q = N_Q \times h_a = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

4) Effort tranchant :

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

$$V_{Ser} = N_Q = 1 \text{ kN.m}$$

5) Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $C = C' = 2 \text{ cm}$.

6) Excentricité :

$$e_c = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,90}{2,31} = 0,39 \text{ m}$$

$$\frac{e_a}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

e_a : Epaisseur de l'acrotère.

Donc, le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

IV.2.2. Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

La section est partiellement comprimée, et le calcul se fait pour une section rectangulaire
(b x h) = (100 x 10) cm².

$$M_u = N_U \left[e_c + \frac{h}{2} - C \right] = 2,31 \left[0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,97 \text{ kN.m}$$



$$(d - C')N_U - M_u \leq (0,337h - (0,81C')) \times f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - C')N_U - M_u = (0,09 - 0,02) \times 2,31 - 0,97 = -0,81 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} & \left((0,337 \times h) - (0,81 \times C') \right) \times f_{bc} \times b \times h \\ & = \left((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02) \right) \times 14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,8 \text{ kN.m} \\ & -0,81 < 24,8 \text{ kN.m ; Condition vérifiée.} \end{aligned}$$

IV.2.3. Calcul du ferrailage (E.L.U.) :

IV.2.3.1. Vérification de l'existence des armatures comprimées :

Section ($b \times h = 100 \times 10 \text{ cm}^2$) ; $d = 0,9h = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm}$;

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}.$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,008 \rightarrow A' = 0 ; \beta = 0,996$$

On calcule :

A_{fs} : Section d'armatures en flexion simple.

A_{fc} : Section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,97 \times 10^3}{0,996 \times 9 \times 348} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100 \sigma_s} = 0,31 - \frac{2,31 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

IV.2.3.2. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

1) Armatures principales :

$$N_{Ser} = N_G = G = 1,71 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ser} = M_Q = N_Q \times h_a = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{Ser}}{N_{Ser}} = \frac{0,60}{1,71} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$



$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23$$

$$= 1,01 \text{ cm}^2/m$$

On adopte : **4Ø6 p.m** (Soit : $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/m$; $S_t = 25 \text{ cm}$).

2) Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/m$$

On adopte : $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/m$ (Soit : **4Ø6 p.m**).

IV.2.4. Vérification des contraintes (E.L.S.) :

1) Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times (e_{ser} - C + h/2) = 1,71 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2}\right) = 0,65 \text{ kN.m}$$

2) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 16,95y - 152,55 = 0 \rightarrow y = 1,58 \text{ cm}$$

3) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100}{3}1,58^3 + (15 \times 1,13 \times (9 - 1,58)^2) = 1064,68 \text{ cm}^4$$

IV.2.4.1. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{0,65 \times 10^3}{1064,68} \times 1,58 = 0,96 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0,96 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$; condition vérifiée.

IV.2.4.2. Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\text{Pour une fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110 \sqrt{\eta_f \times f_{t28}}\right)$$

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

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



$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{0,65 \times 10^3}{1064,58} \times (9 - 1,58) = 67,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 67,95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.4.3. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,01667 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min(0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$

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

$$\tau_u = 0,01667 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.4.4. Vérification du ferrailage vis-à-vis du séisme :

D'après le (RPA 99/Version 2003), les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times C_p \times \bar{A} \times W_p$$

Avec :

\bar{A} : Coefficient d'accélération de zone $\bar{A} = 0,08$.

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$.

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = G = 1,71 \text{ kN}$.

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures.

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,08 \times 1,71 = 0,44 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} ; \text{Condition vérifiée}$$

La figure qui suit montre le ferrailage de l'acrotère.

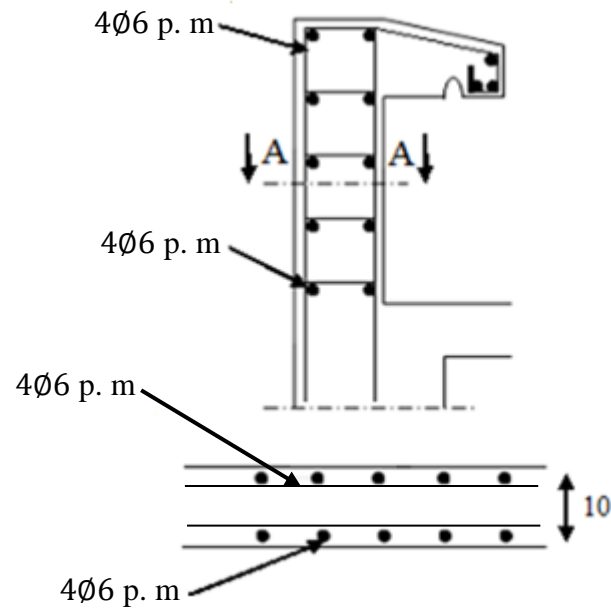


Figure IV.2 : Ferrailage de l'acrotère.

IV.3. Escaliers :

Les escaliers sont une partie des gros œuvres faisant communiquer entre eux les différents niveaux d'un immeuble. À la différence d'un plan incliné (rampe de garage par exemple), l'escalier est composé de plans horizontaux et verticaux successifs (marche, contre-marche et palier).

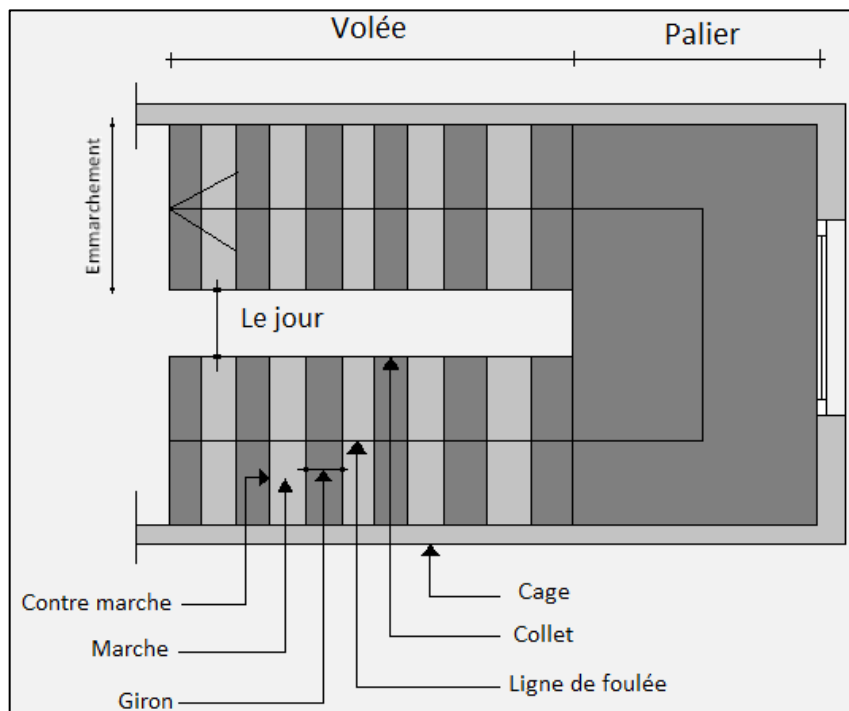


Figure IV.3 : Terminologie de l'escalier.



Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse ; la partie verticale d'une marche s'appelle la contre-marche. Les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe.

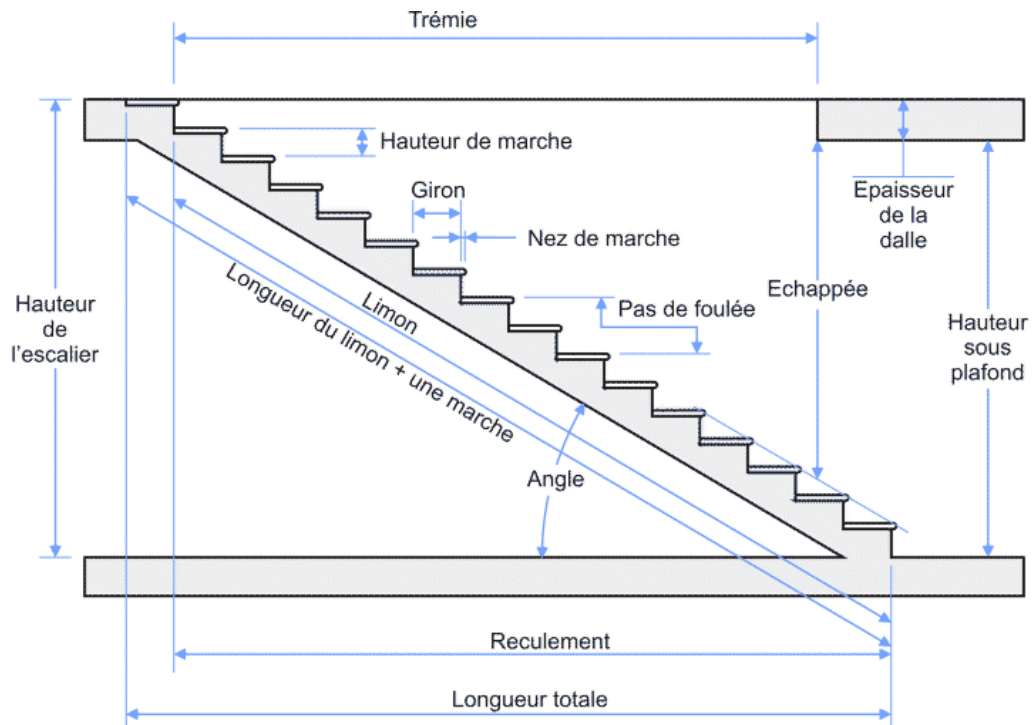


Figure IV.4 : Coupe descriptive d'un escalier.

Un escalier se compose d'un nombre de marches ; on appelle emmarchement la longueur de ces marches, et la largeur d'une marche s'appelle le giron.

IV.3.1. Dimensions des escaliers :

Si « g_m » est la distance horizontale entre deux nez de marche successifs (giron), et « h_m » la hauteur de la marche. La relation linéaire suivante, dite « formule de Blondel », vérifie la constatation empirique suivante :

$$59 \text{ cm} \leq 2 h_m + g_m \leq 66 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } m = 2 h_m + g_m = 66 \text{ cm}$$

On a aussi ces deux formules :

$$H = n \times h_m = \frac{h_e}{3}$$

$$Lt = (n - 1) g_m$$

Avec :

H : Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

n : Nombre de contre-marches.

Lt : Projection horizontale de la longueur totale de la volée.

**IV.3.2. Etude d'un escalier à trois volées :****a) Dimensionnement des marches et contre-marches :**

On a :

$$h_m = \frac{H}{n}$$

$$g_m = \frac{Lt}{n-1}$$

D'après la formule de Blondel, on a :

$$m = 2 h_m + g_m = 2 \times \frac{H}{n} + \frac{Lt}{n-1}$$

$$\text{Et puis : } mn^2 - (m + Lt + 2H)n + 2H = 0$$

$$\text{Pour : } m = 66 \text{ cm ; } H = \frac{h_e}{3} = \frac{370}{3} = 123 \text{ cm ; } Lt = 215 \text{ cm}$$

$$66 n^2 - 527n + 246 = 0$$

De cette équation, on déduit que le nombre des contre-marches est : $n = 8$.

Donc, le nombre de marches est : $n - 1 = 7$.

$$h_m = \frac{123}{8} = 16 \text{ cm}$$

$$g_m = \frac{215}{8-1} = 31 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 16) + 31 = 63 \leq 66 \text{ cm ; Condition vérifiée}$$

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{16}{31} = 0,516 \Rightarrow \alpha = 27,3^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,88$$

b) Epaisseur de la volée (e_v) :

$$\frac{Lt}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{Lt}{20 \cos \alpha}$$
$$\frac{215}{30 \times 0,88} \leq e_v \leq \frac{215}{20 \times 0,88} \rightarrow 8,14 \leq e_v \leq 12,21$$

On prend : $e_v = 12 \text{ cm}$.

c) Epaisseur du palier (e_p) :

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,88} = 13,63 \approx 14 \text{ cm}$$



IV.3.3. Evaluation des charges et surcharges à E.L.U. et E.L.S. :

a) Volée :

1- Revêtement en carrelage horizontal (2 cm) :	$2 \times 0,20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
2- Mortier de ciment horizontal (2 cm) :	$2 \times 0,20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
3- Lit de sable (2 cm) horizontal :	$2 \times 0,18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
4- Revêtement en carrelage vertical $\left(2 \times 0,20 \times \frac{h_m}{g_m}\right)$ (2 cm) :	$2 \times 0,20 \times \frac{16}{31} = 0,21 \text{ kN/m}^2$
5- Mortier de ciment vertical $\left(2 \times 0,20 \times \frac{h_m}{g_m}\right)$ (2 cm) :	$2 \times 0,20 \times \frac{16}{31} = 0,21 \text{ kN/m}^2$
6- Lit de sable (2 cm) vertical	$0,36 \times \frac{16}{31} = 0,19 \text{ kN/m}^2$
7- Poids propre de la paillasse $\left(e_v \times \frac{0,25}{\cos \alpha}\right)$:	$3,41 \text{ kN/m}^2$
8- Poids propre des marches $\left(0,22 \times \frac{h_m}{2}\right)$:	$1,76 \text{ kN/m}^2$
9- Enduit en plâtre (1,5 cm) :	$\frac{(1,5 \times 0,10)}{0,88} = 0,17 \text{ kN/m}^2$

$$\mathbf{G = 7,11 \text{ kN/m}^2 \text{ et } Q = 2,50 \text{ kN/m}^2}$$

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

$$\begin{cases} q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 13,35 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = (G + Q) \times 1 = 9,61 \text{ kN/m} \end{cases}$$

b) Palier :

1. Revêtement en carrelage (2 cm) :	$2 \times 0,20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
2. Mortier de pose (2 cm) :	$2 \times 0,20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
3. Lit de sable (2 cm) :	$2 \times 0,18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
4. Enduit en plâtre (1,5 cm) :	$1,5 \times 0,10 = 0,15 \text{ kN/m}^2$
5. Poids propre du palier $(e_p \times 0,25)$:	$3,5 \text{ kN/m}^2$

$$\mathbf{G = 4,81 \text{ kN/m}^2 \text{ et } Q = 2,50 \text{ kN/m}^2}$$

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

$$\begin{cases} q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 10,24 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = (G + Q) \times 1 = 7,31 \text{ kN/m} \end{cases}$$

IV.3.4. Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant max. :

On a deux types d'escaliers un escalier service et un escalier visiteurs. Le calcul des efforts tranchants et des moments fléchissants sont déterminés par le logiciel RDM6. Les résultats de calcul sont reportés dans le tableau IV.1.

Les figures qui suivent montrent les schémas statiques pour les deux types d'escalier.



Escalier de service :

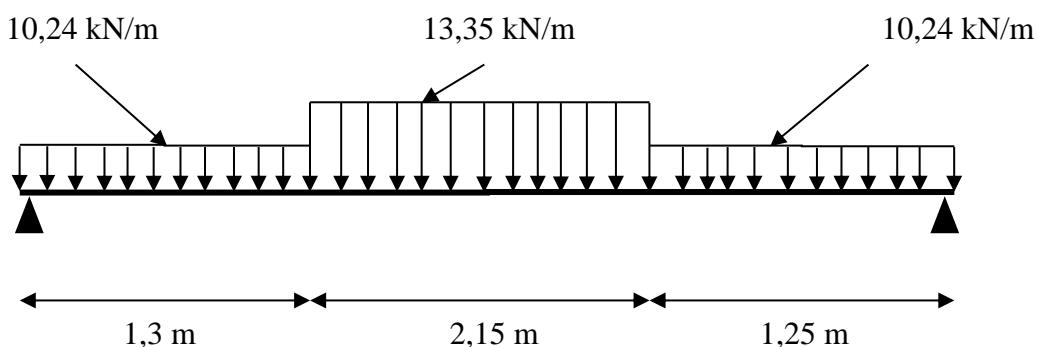


Figure IV.5 : Schéma statique de l'escalier de service.

Escalier des visiteurs :

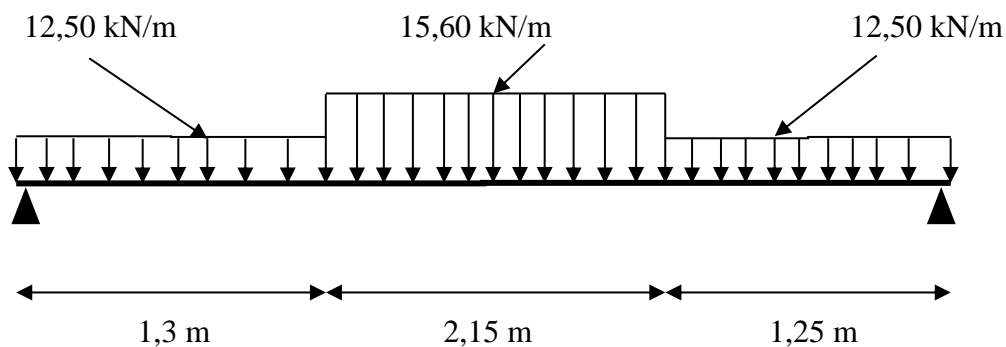


Figure IV.6 : Schéma statique de l'escalier visiteurs.

Type d'escalier	Effort tranchant	Moment fléchissant
Service	27,37 kN	34,33 kN.m (Ultime) 24,67 kN.m (Service)
Visiteurs	32,67 kN	40,55 kN.m (Ultime) 28,81 kN.m (Service)

Tableau IV.1 : Calcul de l'effort tranchant et du moment fléchissant (RDM6).

IV.3.5. Ferrailage de l'escalier :

IV.3.5.1. Escalier de service :

On a : $M_{max} = 34,33 \text{ kN.m}$

$M_t = 0,85 \times M_{max} = 29,18 \text{ kN.m}$

$M_a = 0,40 \times M_{max} = 13,73 \text{ kN.m}$

**a) En travée :**

Le moment ultime :

$$M_t = 29,18 \text{ kN.m} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 10,8 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m} ;$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}.$$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{29,18 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,176 \rightarrow A' = 0 ; \beta = 0,902$$

La section d'acier :

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{29,18 \times 10^3}{0,902 \times 10,8 \times 348} = 8,61 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On adopte : **6T14** p. m avec : $A_t = 9,24 \text{ cm}^2 / \text{m}$ et $S_t = 16 \text{ cm}$

$$A_{rt} = \frac{A_t}{4} = 2,31 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On adopte : **4T10** p. m avec : $A_{rt} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{m}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 13,73 \text{ kN.m} ; h = 14 \text{ cm} ; d = 0,9h = 12,6 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,73 \times 10^3}{100 \times 12,6^2 \times 14,17} = 0,061 \rightarrow A' = 0 ; \beta = 0,9685$$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13,73 \times 10^3}{0,9685 \times 12,6 \times 348} = 3,23 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On adopte : **4T12** p. m avec : $A_a = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{m}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_{ra} = \frac{A_a}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On adopte : **4T10** p. m avec : $A_{ra} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{m}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ Vérifications :**a) Condition de non fragilité :**

$$A_{tmin} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$A_t = 9,24 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{tmin} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{m}$; Condition vérifiée.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \times 10 = \frac{27,37 \times 10}{100 \times 12,6} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification au niveau des appuis :

$$A_{amin} = \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \left((27,37) + \frac{13,73 \times 10^2}{0,9 \times 12,6} \right) = 4,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{amin} = 4,26 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérifications des contraintes à l'E.L.S. :

$$M_{ser \max} = 24,67 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{ser \max} = 20,97 \text{ kN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{ser \max} = 9,87 \text{ kN.m}$$

• En travée :

$$A_s = A_t = 9,24 \text{ cm}^2 / m$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta A_s (d - y) = 50y^2 + 138,6y - 1496,88 = 0 \rightarrow y = 4,26 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100}{3} 4,26^3 + (15 \times 9,24)(10,8 - 4,26)^2 = 8505,10 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t \text{ ser}}}{I} \times y = \frac{20,97 \times 10^3}{8505,10} \times 4,26 = 10,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,50 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

• Sur appuis :

$$A_s = A_a = 4,52 \text{ cm}^2 / m$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta A_s (d - y) = 50y^2 + 67,8y - 854,28 = 0 \rightarrow y = 3,51 \text{ cm}$$

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



b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100}{3} 3,51^3 + (15 \times 4,52)(12,6 - 3,51)^2 = 7043,64 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{a \text{ ser}}}{I} \times y = \frac{9,87 \times 10^3}{7043,64} \times 3,51 = 4,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,92 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP} ; \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h_m}{h_e} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{16}{370} = 0,043 > 0,033 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{9,24}{100 \times 12,6} \geq \frac{2}{400} \Leftrightarrow 0,007 > 0,005 ; \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.5.2. Escalier des visiteurs :

$$\text{On a : } M_{max} = 40,55 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{max} = 34,47 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{max} = 16,22 \text{ kN.m}$$

a) En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 34,47 \text{ kN.m} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 10,8 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{34,47 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,208 \rightarrow A' = 0 ; \beta = 0,882$$

La section d'acier :

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34,47 \times 10^3}{0,882 \times 10,8 \times 348} = 10,39 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte : **7T14** p. m avec : $A_t = 10,78 \text{ cm}^2/\text{m}$ et $S_t = 14 \text{ cm}$

$$A_{rt} = \frac{A_t}{4} = 2,7 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On adopte : **4T10** p. m avec : $A_{rt} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{m}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

**b) Sur appuis :**

Le moment ultime :

$$M_a = 16,22 \text{ kN.m} ; h = 14 \text{ cm} ; d = 0,9h = 12,6 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16,22 \times 10^3}{100 \times 12,6^2 \times 14,17} = 0,072 \rightarrow A' = 0 ; \beta = 0,963$$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16,22 \times 10^3}{0,963 \times 12,6 \times 348} = 3,84 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On adopte : **5T12** p. m avec : $A_a = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{m}$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_{ra} = \frac{A_a}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On adopte : **4T10** p. m avec : $A_{ra} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{m}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ Vérifications :**a) Condition de non fragilité :**

$$A_{tmin} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$A_t = 10,78 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{tmin} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{m}$; Condition vérifiée.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \times 10 = \frac{32,67 \times 10}{100 \times 12,6} = 0,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

c) Vérification au niveau des appuis :

$$A_{amin} = \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \left((32,67) + \frac{16,22 \times 10^2}{0,9 \times 12,6} \right) = 5,05 \text{ cm}^2$$

$A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{amin} = 5,05 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée.

✓ Vérifications des contraintes à l'E.L.S. :

$$M_{ser \max} = 28,81 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{ser \max} = 24,48 \text{ kN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{ser \max} = 11,52 \text{ kN.m}$$

• En travée :

$$A_s = A_t = 10,78 \text{ cm}^2 / \text{m}$$



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

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 50y^2 + 161,7y - 1746,36 = 0 \rightarrow y = 4,51 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100}{3} 4,51^3 + (15 \times 10,78)(10,8 - 4,51)^2 = 9455,31 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t \text{ ser}}}{I} \times y = \frac{24,48 \times 10^3}{9455,31} \times 4,51 = 11,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,67 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sur appuis :**

$$A_s = A_a = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 50y^2 + 84,75y - 1067,85 = 0 \rightarrow y = 3,85 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100}{3} 3,85^3 + (15 \times 5,65)(12,6 - 3,85)^2 = 8390,89 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{a \text{ ser}}}{I} \times y = \frac{11,52 \times 10^3}{8390,89} \times 3,85 = 5,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,28 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h_m}{h_e} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{16}{370} = 0,043 > \frac{1}{30} ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{10,78}{100 \times 12,6} \geq \frac{2}{400} \Leftrightarrow 0,008 > 0,005 ; \text{Condition vérifiée.}$$

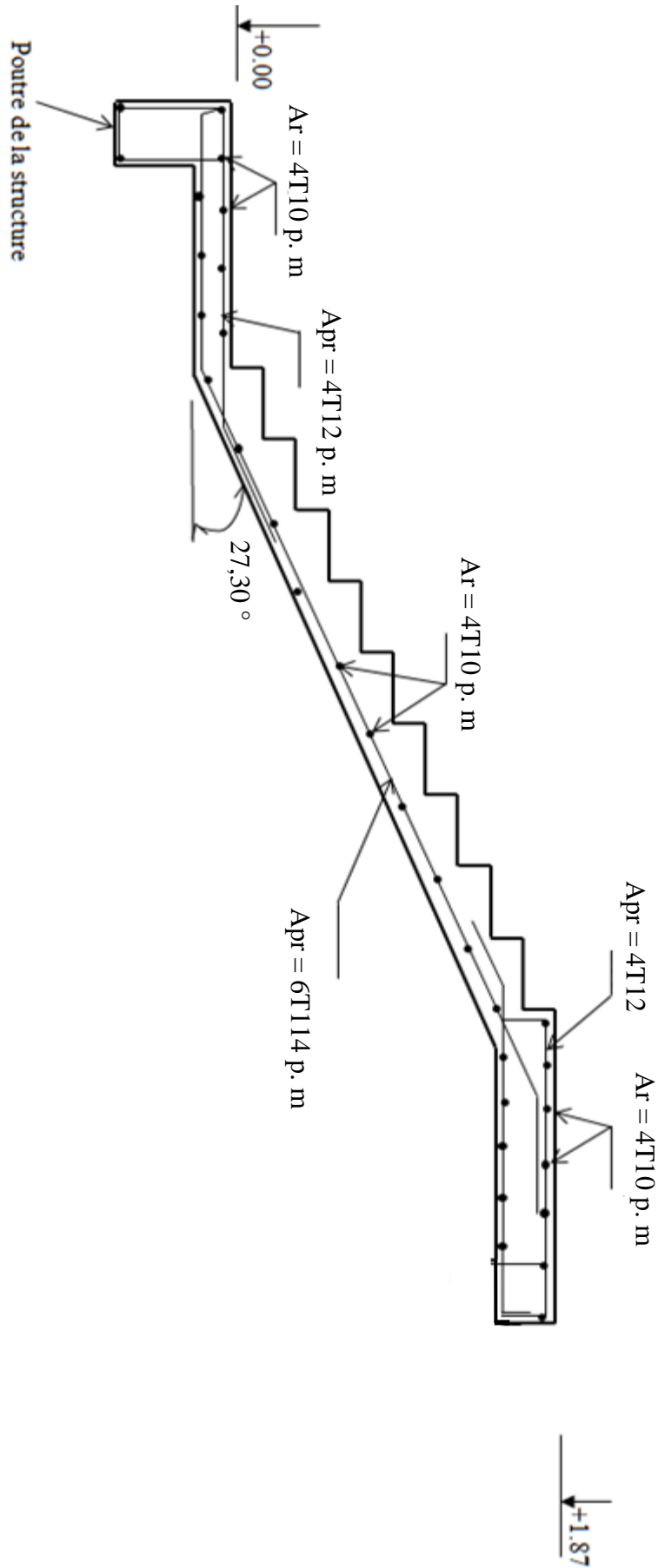


Figure IV.7 : Représentation du ferrailage de l'escalier de service

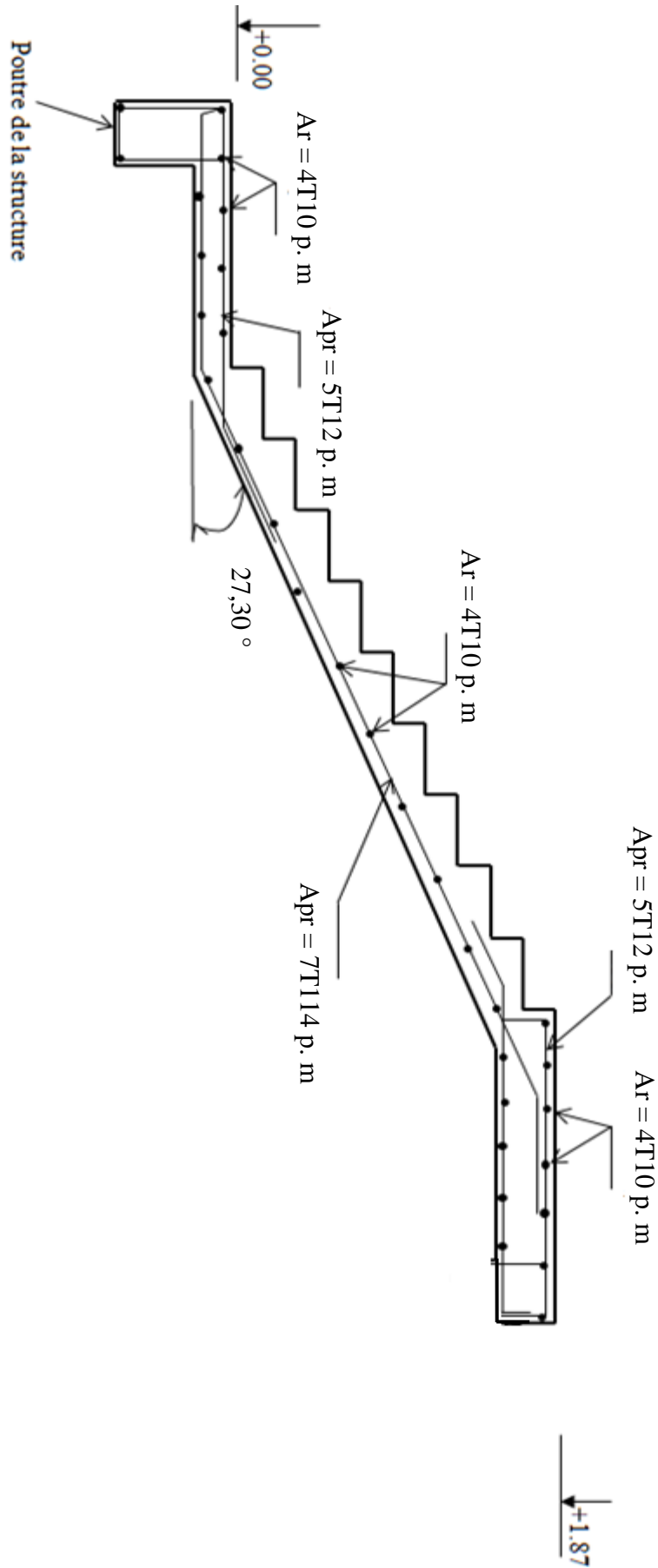


Figure IV.8 : Représentation du ferrailage de l'escalier des visiteurs



IV.4. Cage d'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 surtout dans les constructions dépassant les 5 étages où l'usage des escaliers devient fatiguant. 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. La figure qui suit illustre les différents éléments qui constituent un ascenseur électrique.

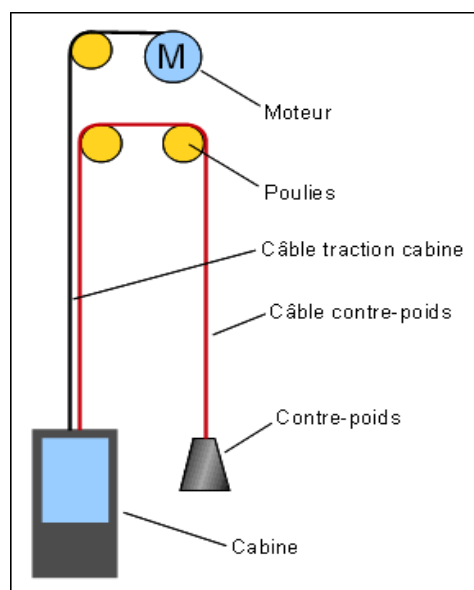
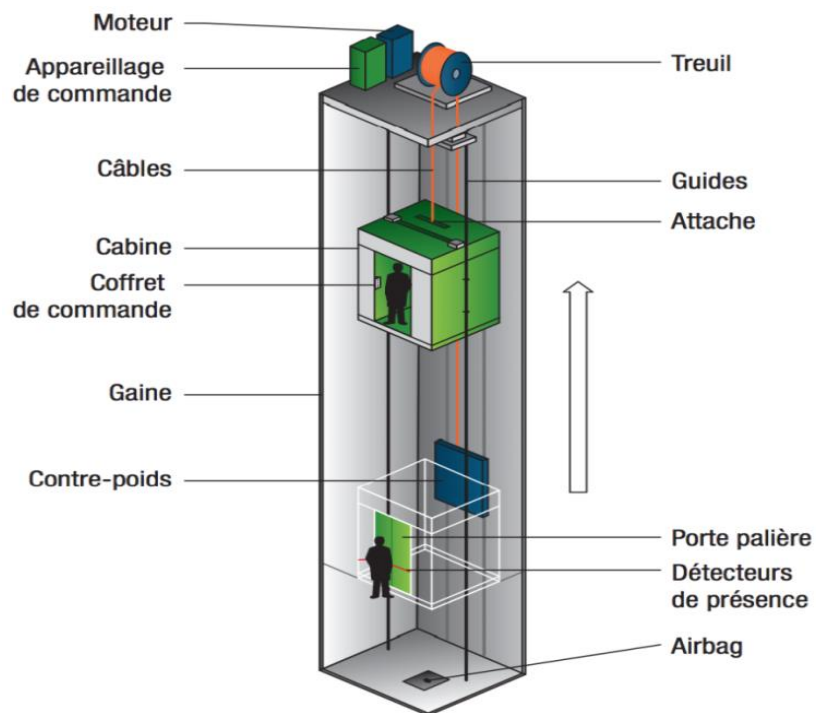


Figure IV.9 : Eléments et schéma de principe de l'ascenseur.



IV.4.1. Charge et dimensions de l'ascenseur :

L'ascenseur électrique ou électromécanique est constitué :

- d'un treuil de levage et sa poulie ;
- d'une cabine ou bien une benne ;
- et d'un contre-poids.

La cabine et le contre-poids sont aux extrémités du câble d'acier porté dans les gorges de poulies ; leurs caractéristiques sont :

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

Q : La charge en cabine.

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

D'après la norme (EN 81-70:2003 ; voir Annexe 2), la charge ainsi que les dimensions minimales de la cabine pour le transport de passagers avec une personne sur fauteuil roulant sont :

- Charge : 1275 kg
- Largeur de la cabine : 2,00 m
- Profondeur de la cabine : 1,40 m.

Pour le transport de lits de malades, on choisit parmi la gamme commerciale des ascenseurs celui qui offre une profondeur de 2,40 m ; cette dernière permet le transport d'un lit avec une personne du corps médical se trouvant à l'extrémité du lit. Cette exigence nous ramène au choix d'un ascenseur d'une charge de 1600 kg dans la gamme commerciale (voir Annexe 3). Cet ascenseur présente les caractéristiques suivantes :

Désignation	Valeur
Charge	1600 kg (Equivalent au transport de 21 personnes)
Hauteur de la course max.	25,00 m
Largeur de la cabine	1,40 m
Profondeur de la cabine	2,40 m
Hauteur de la cabine	2,17 m
Largeur de passage libre (porte)	1,20 m
Hauteur de passage libre (porte)	2,00 m
Vitesse de déplacement	1,00 m/s (Entraînement électrique)

Tableau IV.2 : Charge et dimensions de l'ascenseur.

Dans la construction de l'ascenseur, on peut utiliser différents types de matériaux (métal, bois, verre, polymère, ...) ; à cet effet, pour effectuer un calcul de la masse ou du poids de la cabine,



on doit disposer des masses volumiques de ces matériaux.

Selon la documentation technique de la gamme commerciale d'ascenseurs (GL TML 1600), on peut déduire le poids de la cabine sans charge égal à 12,4 kN ($\approx 1264,02$ kg).

Ainsi, on a :

- Charge : $Q = 1600$ kg
- Poids mort total : $P_m = 1264,02$ kg
- Contre-poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1264,02 + \frac{1600}{2} = 2064,02$ kg

IV.4.2. Calcul de la charge totale q_u :

Selon la norme (NFP-82-202), on préconise une valeur minimale du coefficient de sécurité C_s pour la rupture du câble égale à 10. Donc, la charge de rupture minimale sera :

$$C_{r \min} = C_s \times (Q + P_m + m_g) = 10 \times (Q + P_m + m_g)$$

Avec :

m_g : Poids des câbles.

En négligeant le poids des câbles m_g devant $(Q + P_m)$, c'est à dire ($m_g \ll Q + P_m$), on peut écrire :

$$C_{r \min} = C_s \times (Q + P_m) = 10 \times (1600 + 1264,02) = 28640,2$$
 kg.

Pour déduire la charge de rupture minimale effective, la charge C_r doit être divisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0,85.

$$C_{r \min} = \frac{28640,2}{0,85} = 33694,35$$
 kg.

Aussi selon la norme citée ci-dessus, le rapport $\frac{D_p}{d_c}$ (D_p : diamètre de la poulie du treuil et d_c : diamètre du câble) est au minimum égale à 40 quel que soit le nombre des tirons.

Si nous considérons, par exemple, une poulie de diamètre $D_p = 520$ mm, le diamètre minimal du câble sera :

$$d_{c \min} \geq \frac{D_p}{45} = 11,56$$
 mm.

Pour la gamme commerciale de câbles en acier (8x9 Seale de masse $m_l = 0,772$ kg/m ; voir Annexe 4), la charge de rupture minimale effective pour un diamètre de 13 mm est :

$C_{r \min(1câble)} = 11700$ kg. Donc, le nombre de câbles à considérer sera :

$$n = \frac{C_{r \min}}{C_{r \min(1câble)}} = \frac{33694,35}{11700} \approx 2,88.$$

On prend : $n = 4$ câbles car le nombre de câbles doit être pair et cela pour compenser les efforts de tension dans les câbles.



IV.4.2.1. Calcul du poids de câbles :

$$m_g = m_l \times n \times L_c \text{ (1 câble)}$$

Avec :

m_l : Masse linéaire du câble, $m_l = 0,772 \text{ kg / m}$.

n : Nombre des câbles, $n = 4$.

L_c : Longueur du câble, $L_c \text{ (1 câble)} = 22,9 \text{ m}$ (Hauteur de l'ouvrage réduite).

$$m_g = 0,772 \times 4 \times 22,9 = 70,72 \text{ kg}$$

Cette masse peut être au plus doublée pour la prise en charge des câbles de contre-poids. Donc, la masse retenue pour les câbles sera :

$$m_g = 70,72 \times 2 = 141,44 \text{ kg}$$

IV.4.2.2. Calcul de la charge permanente totale G :

On a la masse de l'ascenseur sans charge est :

$$G = P_m + P_p + P_{st} + m_g$$

Avec : P_{st} est le poids de l'ensemble treuil et accessoires.

En consultant la gamme commerciale des treuils pouvant relever des charges environ 3000 kg, leurs poids est aux alentours de 200 kg. Donc, pour l'ensemble treuil et accessoires, nous pouvons supposer une masse maximale de 400 kg.

$$G = P_m + P_p + P_{st} + m_g = 1264,02 + 2064 + 400 + 141,44 = 3869,46 \text{ kg}$$

$$Q = 1600 \text{ kg}$$

Enfin, la charge totale est :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q \approx 7623,8 \text{ kg}.$$

IV.4.3. Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se poinçonner sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de l'ascenseur (supposé appuyé sur 4 côtés) ; donc, chaque appui reçoit le quart de la charge $Q_u = 7623,8 \text{ kg}$.

$$q_0 = \frac{Q_u}{4} = \frac{7623,8}{4} = 1905,95 \text{ kg}$$

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

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

Avec :

q_0 : Charge de calcul à l'E.L.U.



h : Epaisseur totale de la dalle, $h = 15 \text{ cm}$.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

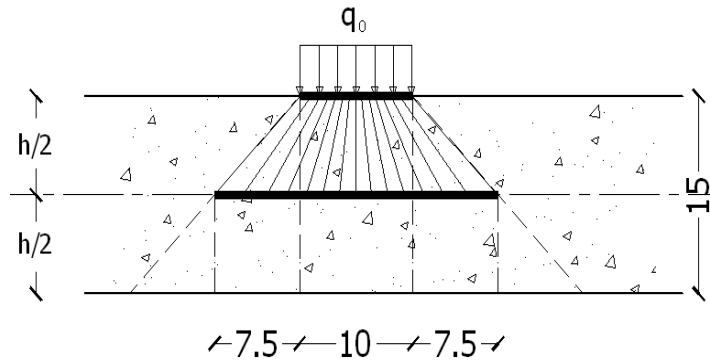


Figure IV.10 : Répartition des charges.

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

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

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

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

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

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

$$= 1905,95 \text{ kg}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

IV.4.4. Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

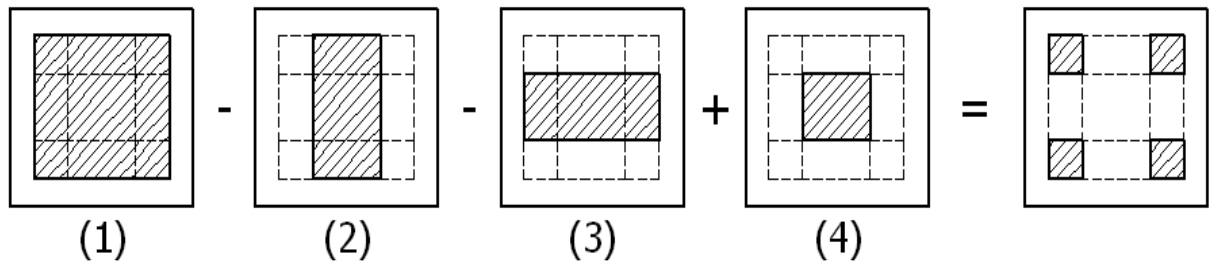


Figure IV.11 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.



a) Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 160 \text{ cm} \\ V = 180 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

$$\begin{cases} U = 110 \text{ cm} \\ V = 180 \text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 160 \text{ cm} \\ V = 130 \text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 110 \text{ cm} \\ V = 130 \text{ cm} \end{cases}$$

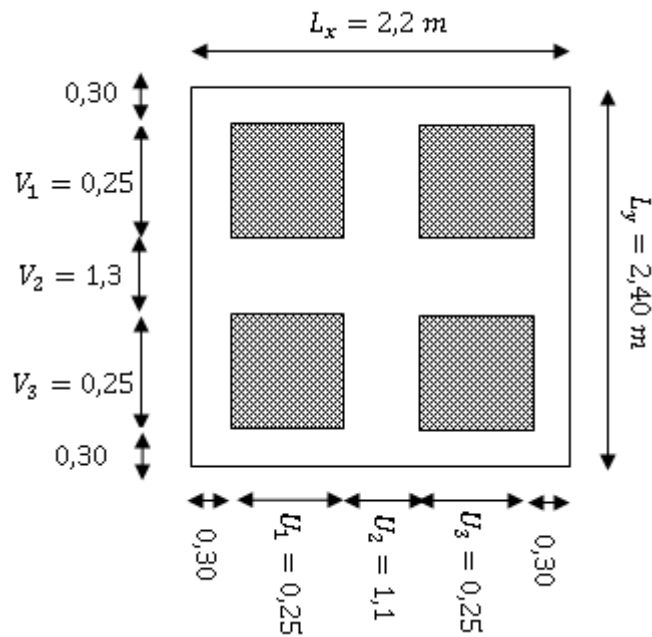


Figure IV.12 : Dessin montrant la concentration des charges.

b) Calcul des moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

ν : Coefficient de Poisson.

À l' E.L.U. ($\nu = 0$) : $M_x = M_1 \times P$; $M_y = M_2 \times P$; $P = P' \times S$

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

$$P' = \frac{Q_u}{u \times v} = \frac{7623,8}{0,25^2} = 121980,8 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 2,2 \text{ m}$ et $L_y = 2,40 \text{ m}$.

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	0,73	0,75	0,067	0,052	2,88	351304,70	23537,41	18267,84
2	0,50	0,75	0,083	0,062	1,98	241521,98	20046,32	14974,36
3	0,73	0,54	0,080	0,067	2,08	253720,06	20297,60	16999,24
4	0,50	0,54	0,100	0,080	1,43	174432,54	17443,25	13954,60

Tableau IV.3 : Résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U.).

**c) Moments dus aux charges concentrées :**

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 6367,4 \text{ N.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 2488,4 \text{ N.m}$$

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

$$L_x = 2,2 \text{ m} ; L_y = 2,40 \text{ m} ; h = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

- Poids propre : $G = 2500 \times 0,15 \times 1 = 375 \text{ kg / m}$.
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}$.
- Charge ultime : $q_{ub} = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}$.

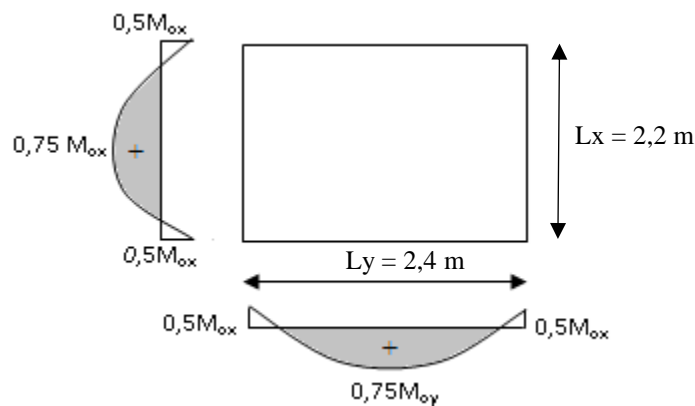


Figure IV.13 : Moments de la dalle.

d.2- Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,2}{2,40} = 0,92$$

La dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ub} \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$

$$\alpha = 0,92 \rightarrow \mu_x = 0,0437 \text{ et } \mu_y = 0,8251$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 1388 \text{ N.m et } M_{y2} = 1145,2 \text{ N.m}$$

d.3- Moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 636,74 + 138,80 = 7755,4 \text{ N.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 248,84 + 114,52 = 3633,6 \text{ N.m}$$

Les moments retenus sont :

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 5816,6 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 2725,2 \text{ N.m}$$



- **Sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 3877,7 \text{ N.m}$$

IV.4.5. Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m.

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
 $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ (Fissuration peu préjudiciable).

a) En travée :

- **Sens L_x :**

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 5816,6 \text{ N.m}$$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5816,6}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,023 \rightarrow A' = 0 ; \beta = 0,9885$$

La section d'acier :

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5816,6}{0,9885 \times 13,5 \times 348} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

- **Sens L_y :**

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 2725,2 \text{ N.m}$$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2725,2}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,011 \rightarrow A' = 0 ; \beta = 0,9945$$

La section d'acier :

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2725,2}{0,9945 \times 13,5 \times 348} = 0,58 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

b) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = 3877,7 \text{ N.m}$$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3877,7}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,015 \rightarrow A' = 0 ; \beta = 0,9925$$



La section d'acier :

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3877,7}{0,9925 \times 13,5 \times 348} = 0,83 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

c) Section minimale des armatures :

Puisque $h = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,92$, on peut appliquer la formule suivante :

- Sens L_y :

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

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,58 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{ymin} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{ymin} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ A_{ay} = 0,83 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{ymin} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{ymin} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{m} \end{cases}$$

- Sens L_x :

$$A_{xmin} = A_{ymin} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,92}{2} \right) = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{m} \leq A_{xmin} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{xmin} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ A_{ax} = 0,83 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{xmin} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{xmin} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{m} \end{cases}$$

d) Choix des aciers :

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

- En travée :

Sens L_x :

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

Sens L_y :

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

- Sur appuis (chapeaux) :

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

e) Armatures transversales :

Il y a nécessité de disposer des armatures transversales :

- 1) La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.



$$2) \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$V_{u \text{ tot } x} = V_x + V_v \text{ (Sens } L_x)$$

$$V_{u \text{ tot } y} = V_y + V_u \text{ (Sens } L_y)$$

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 :

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

$$V_x = 656,25 \times \frac{2,2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,92}{2}} = 494,43 \text{ kg} = 4,94 \text{ kN}$$

$$V_y = 656,25 \times \frac{2,2}{3} = 481,25 \text{ kg} = 4,81 \text{ kN}$$

$$V_y < V_x$$

- On calcule V_v et V_u (pour une bande de 1 m) :

$$V_v = \frac{Q_u}{2u + v} = \frac{7623,8}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 10165,07 \text{ kg} = 101,7 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{Q_u}{3u} = \frac{7623,8}{3 \times 0,25} = 10165,07 \text{ kg} = 101,7 \text{ kN}$$

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

Donc :

$$V_{u \text{ tot } x} = V_x + V_v = 4,94 + 101,7 = 106,64 \text{ kN}$$

$$V_{u \text{ tot } y} = V_y + V_u = 4,81 + 101,7 = 106,51 \text{ kN}$$

$$V_{u \text{ tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x} ; V_{u \text{ tot } y}) = 106,64 \text{ kN}$$

Donc, on a :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} = \frac{106,64 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,79 \text{ MPa}$$

Pour $15 \text{ cm} \leq h = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$; on vérifie que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10 \times h}{3} \min(0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,63 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

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



IV.4.6. Vérification à l'E.L.S. :

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

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + \nu M_2) P_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + \nu M_1) P_{ser} \end{cases} \text{ avec : } \nu = 0,2 \text{ (E.L.S.)}$$

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

$$P'_{ser} = \frac{Q_{ser}}{u \times v}$$

$$Q_{ser} = (G + Q) \frac{1}{4} = (3869,46 + 1600) \frac{1}{4} = 1367,36 \text{ kg}$$

$$P'_{ser} = \frac{Q_{ser}}{u \times v} = \frac{1367,36}{0,25^2} = 21877,76 \text{ kg / m}^2$$

$$P_{ser} = 21877,76 \text{ kg / m}^2$$

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

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	0,73	0,75	0,067	0,052	2,88	63007,95	4876,82	4120,72
2	0,50	0,75	0,083	0,062	1,98	43317,96	4132,53	3404,79
3	0,73	0,54	0,080	0,067	2,08	45505,74	4250,24	3776,98
4	0,50	0,54	0,100	0,080	1,43	31285,20	3629,08	3128,52

Tableau IV.4 : Résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S.).

b) Moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 1231,3 \text{ N.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 674,7 \text{ N.m}$$

c) Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

c.1- Chargement :

$$L_x = 2,20 \text{ m} ; L_y = 2,40 \text{ m} ; h = 15 \text{ cm}$$

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

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

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,20}{2,40} = 0,92$$



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

$$\alpha = 0,92 \Rightarrow \mu_x = 0,0509 \text{ et } \mu_y = 0,8799$$

$$\text{Donc : } M_{0xr} = 1170,2 \text{ N.m et } M_{0yr} = 1029,7 \text{ N.m}$$

c.3- Moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 2401,5 \text{ N.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 1704,4 \text{ N.m}$$

Les moments retenus sont :

- **En travée**

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 1801,1 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 1278,3 \text{ N.m}$$

- **Sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 1200,7 \text{ N.m}$$

IV.4.7. Vérification des contraintes dans le béton :

Suivant L_x :

a) En travée :

$$M_{tx} = 1801,1 \text{ N.m} ; A_s = A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{m} ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a.1- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

a.2- Moment d'inertie :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{tx}}{I} \times y = \frac{1801,1}{6087,13} \times 3,13 = 0,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,93 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

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

b) Sur appuis :

$$M_{ax} = 1200,7 \text{ N.m} ; A_s = A_{ax} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{m} ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$



b.1) Position de l'axe neutre :

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

b.2) Moment d'inertie :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ax}}{I} \times y = \frac{1200,7}{6087,13} \times 3,13 = 0,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,62 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

Suivant L_y :

• **En travée :**

$$M_{ty} = 1278,3 \text{ N.m} ; A_s = A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{m} ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a) Position de l'axe neutre :

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

b) Moment d'inertie :

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

c) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ty}}{I} \times y = \frac{1278,3}{6087,13} \times 3,13 = 0,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,66 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

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

IV.4.8. Disposition du ferrailage :

a) Arrêt des barres :

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

On a : $f_e = 400 \text{ MPa}$ 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 à moitié.

c) Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max\left(l_s ; \frac{1}{4}\left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right)L_x\right) = \max(40 \text{ cm} ; 44 \text{ cm}) = 44 \text{ cm}$$



$$L_2 = \max\left(l_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(40 \text{ cm} ; 22 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

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 : $\frac{L_x}{10} = \frac{220}{10} = 22 \text{ cm}$

e) Armatures finales :

- **Suivant L_x :** $A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{m}$ Soit **4T10** p. m avec $S_{tx} = 25 \text{ cm}$
 $A_{ax} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{m}$ Soit **4T10** p. m avec $S_{tx} = 25 \text{ cm}$
- **Suivant L_y :** $A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{m}$ Soit **4T10** p. m avec $S_{ty} = 25 \text{ cm}$
 $A_{ay} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{m}$ Soit **4T10** p. m avec $S_{ty} = 25 \text{ cm}$

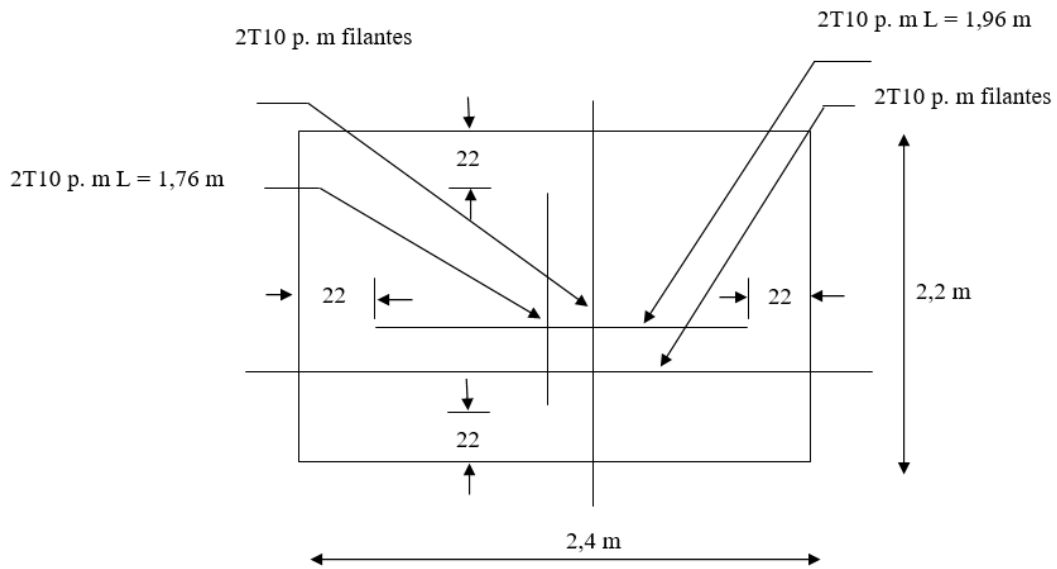


Figure IV.14 : Armatures inférieures (en travée).

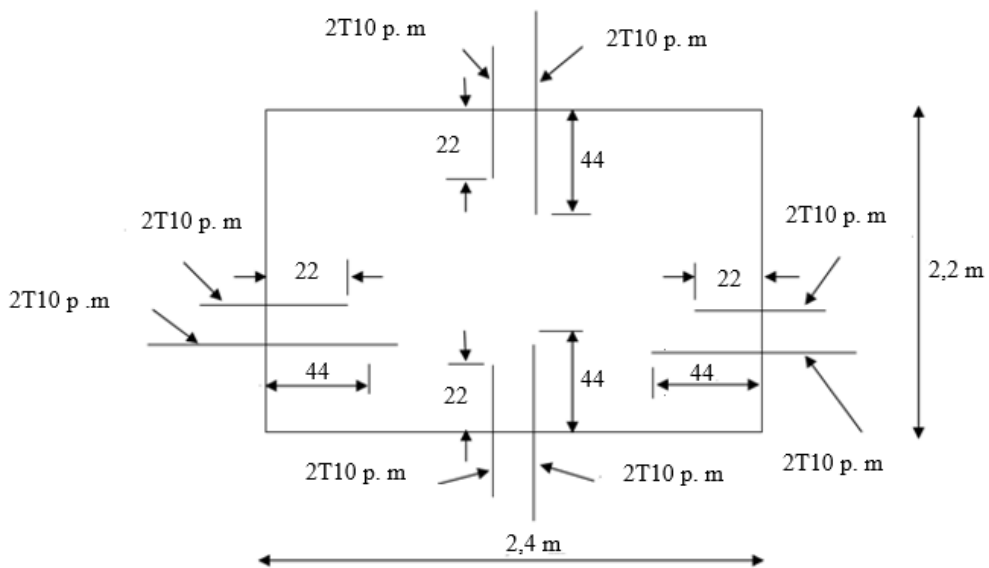


Figure IV.15 : Armatures supérieures (sur appuis).



IV.5. Balcons :

Le balcon est une plateforme en béton armé de faible largeur équipé de garde-corps en saillie sur une façade et positionnée devant une ou plusieurs baies. Il existe une grande diversité de balcons en béton armé, et notre type est un balcon appuyé sur trois côtés.

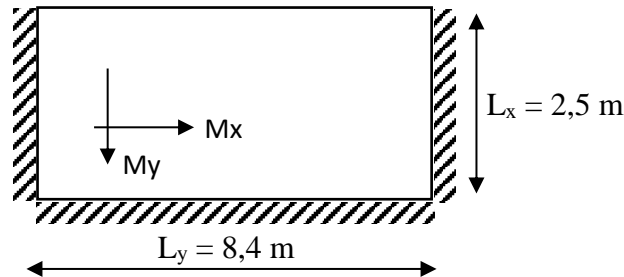


Figure IV.16 : Schéma typique du balcon.

On a :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{2,5}{8,4} = 0,29 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens (suivant } L_x)$$

IV.5.1. Balcon étage courant :

a) Charges et les sollicitations :

$$G = 6,36 \text{ kN/m}^2$$

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

a.1- Charges surfacique et linéaire :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 6,36) + (1,5 \times 3,5) = 13,84 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 13,84 \times 1\text{m} = 13,84 \text{ kN/m}$$

$$q_{ser} = G + Q = 9,86 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ser} = 9,86 \times 1\text{m} = 9,86 \text{ kN/m}$$

a.2- Poids propre du mur :

$$p_{mur} = \delta_{mur} \times b \times h \times 1\text{m} = 9 \times 0,1 \times 1,2 \times 1\text{m} = 1,08 \text{ kN}$$

$$p_{u\text{ mur}} = 1,35 p_{mur} = 1,35 \times 1,08 = 1,46 \text{ kN}$$

a.3- Poids de l'enduit ciment (intérieur et extérieur) :

$$P_{enduit} = \delta \times b \times h \times 1\text{m} = (18 \times 0,02 \times 1,2 \times 1) = 0,43 \text{ kN}$$

$$P_{u\text{ enduit}} = 1,35 \times 0,43 = 0,58 \text{ kN}$$

a.4- Charges totales :

$$p_u = p_{u\text{ mur}} + p_{u\text{ enduit}} = 1,46 + 0,58 = 2,04 \text{ kN}$$



$$p_{ser} = p_{mur} + p_{enduit} = 1,08 + 0,43 = 1,51 \text{ kN}$$

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

$$M_{tx} = \frac{q_u L_x^2}{8} \left(L_y - \frac{L_x}{2} \right) + q_u \times \frac{L_x^3}{48} = \frac{13,84 \times 2,5^2}{8} \left(8,4 - \frac{2,5}{2} \right) + 13,84 \times \frac{2,5^3}{48}$$

$$= 81,81 \text{ kN.m}$$

$$V_x = q_u L_x + p_u = (13,84 \times 2,5) + 2,04 = 36,64 \text{ kN}$$

IV.5.2. Ferrailage :

$$d = 0,9h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{81,81 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,17} = 0,178 \rightarrow \beta = 0,901$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{81,81 \times 10^3}{0,901 \times 18 \times 348} = 14,49 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On prend : **5T20** $\rightarrow A_{tx} = 15,71 \text{ cm}^2/\text{m} ; S_{tx} = 20 \text{ cm}$

$$A_{rep} = \frac{A_{tx}}{4} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On prend : **4T12** $\rightarrow A_{rep} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m} ; S_t = 25 \text{ cm.}$

IV.5.3. Vérification :

a) Condition de non fragilité :

Pour les armatures A_x placées à la partie inférieure de la dalle ou en chapeaux // à L_x :

$$A_{xmin} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{xmin} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{tx} = 15,71 \text{ cm}^2 > A_{xmin} = 2,17 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

Pour les armatures A_y placées à la partie inférieure de la dalle // à L_y :

$$A_{ymin} = \frac{A_{xmin}}{4} = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

b) condition de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_x}{b \times d} = \frac{36,64 \times 10}{100 \times 18} = 0,20 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min(0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

**c) Contraintes d'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_x}{0,9 \times d \times 5 \times \bar{\mu}} = \frac{36,64 \times 10^3}{0,9 \times 18 \times 5 \times 6,28 \times 10^2} = 0,72 \text{ MPa}$$

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues n = 5.

$\bar{\mu}$: Périmètre d'armatures tendues.

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

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

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

$$\tau_{se} = 0,72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$M_{ser} = -\frac{q_{ser} L_x^2}{2} - p_{ser} L_x = -\frac{9,86 \times 2,5^2}{2} - (1,51 \times 2,5) = -34,58 \text{ kN.m}$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta A_s (d - y) = 50 y^2 + 235,65 y - 4241,7 \Rightarrow y = 7,15 \text{ cm}$$

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

f) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100}{3} 7,15^3 + ((15 \times 15,71)(18 - 7,15)^2) = 39325,50 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{34,58 \times 10^3}{39325,50} \times 7,15 = 6,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,19 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta_f f_{t28}} \right] \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

η_f : Coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta_f = 1,6$

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{34,58 \times 10^3}{39325,50} \times (18 - 7,15) = 140,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 140,95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$



Le ferrailage retenu pour le balcon est reporté sur la figure qui suit :

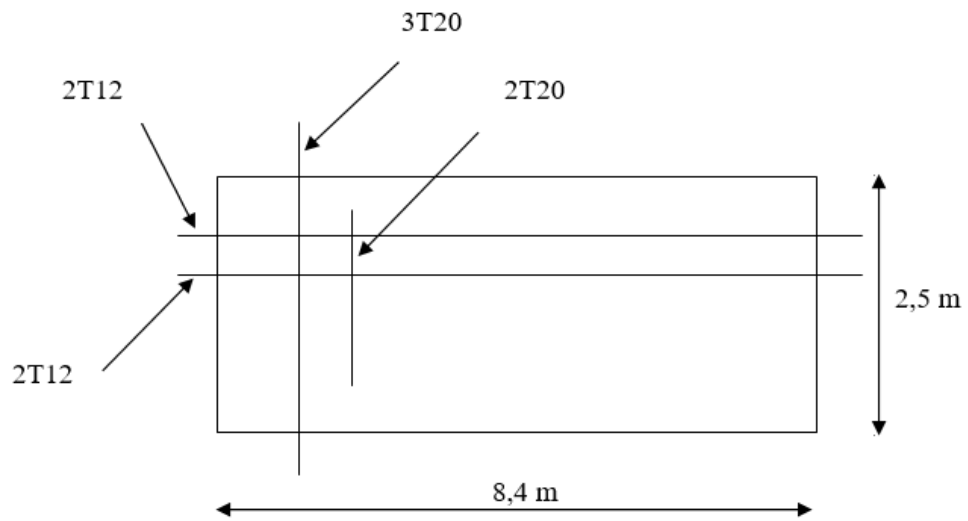


Figure IV.17 : Disposition du ferrailage du balcon.



Chapitre V

Étude sismique





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. À cet effet, le logiciel ETABS est utilisé pour l'évaluation des forces sismiques et le calcul des déplacements de la structure.

V.2. Présentation du logiciel ETABS :

Le logiciel ETABS est 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, ETABS 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. Aussi, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau, etc.).

Pour notre étude, 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 β_Q selon RPA 99/Version 2003 (dans notre cas, on prend : $\beta_Q = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite par la prise en compte de la masse volumique correspondant à celui du béton armé ; à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.

V.3. Méthode de calcul :

Pour 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 :

1. Méthode d'analyse statique équivalente.
2. Méthode d'analyse modale spectrale.

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel ETABS qui peut les calculer



suyant différentes méthodes : Response Spectrum Function, Time History Function.

Dans notre étude, nous avons adopté la méthode : Response Spectrum Function 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).
- Seuls les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de modes 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 seront combinés pour avoir la réponse de la structure. Les méthodes les plus couramment employées pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation du spectre de réponse. 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 du calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_s}{g} = \begin{cases} 1,25\bar{A} \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta_a \frac{\bar{Q}}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta_a (1,25\bar{A}) \times \left(\frac{\bar{Q}}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta_a (1,25\bar{A}) \left(\frac{\bar{Q}}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta_a (1,25\bar{A}) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{\bar{Q}}{R}\right) & T > 3,0 \text{ S} \end{cases}$$

V.4.3. Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA 99/2003 (Article 4.3.4 -a) :



1. Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
 - La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
 - 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 $T_k \leq 0,20$ s.
Avec : n est le nombre de niveau au-dessus du sol, et T_k est la période du mode K.

V.5. Calcul sismique :

V.5.1. Définition des masses :

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau ; soit :

$$I_m = \frac{m}{S} (I_{xg} + I_{yg})$$

I_m : Inertie massique ;

m : Masse sismique ;

S : Surface du plancher ;

I_{xg} : Inertie du plancher suivant l'axe X ;

I_{yg} : Inertie du plancher suivant l'axe Y.

À noter que le logiciel ETABS calcul automatiquement l'inertie massique.

V.5.2. Calcul des coefficients de participation modale :

On doit vérifier que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90$ %

Avec :

$$\bar{\alpha}_i = \frac{(\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{Ki})^2}{\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{k=1}^n W_k}$$



Le logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale ; ces valeurs sont déterminées comme suit :

- Sens longitudinal :

$$\sum \alpha_x = 95,16 \% > 90 \% ; \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversal :

$$\sum \alpha_y = 95,54 \% > 90 \% ; \text{Condition vérifiée}$$

V.6. Calcul de l'effort sismique à la base :

V.6.1. Principe de la méthode équivalente statique :

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 toute fois 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 « \bar{V} » est appliquée à la base de la structure et doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$\bar{V} = \frac{\bar{A} \times \bar{D} \times \bar{Q}}{R} \times W$$

\bar{A} : Coefficient d'accélération de zone, il est tiré à partir du tableau 4.1 (RPA 99/2003) ;



Groupe	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,005	0,10	0,15

Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone.

Dans notre cas : $\bar{A} = 0,35$.

\bar{Q} : est le facteur de qualité exprimé selon : $\bar{Q} = 1 + \sum_1^5 P_q$

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 :

Critère q	P_q	
	Observée	Non observée
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau V.2 : Pénalité pour le critère de qualité.

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q_x = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,15$$

$$Q_y = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,15$$

R : est le coefficient de comportement global de la structure ; sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA 99/2003 en fonction du système de contreventement. En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées, il y a lieu d'adopter pour les coefficient R la valeur la plus petite ; soit : $R = 5$.

W : est le poids total du bâtiment égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) ; soit :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$



W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

$\bar{\beta}$ est un coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, et donné par le tableau suivant :

Cas	Type d'ouvrage	$\bar{\beta}$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	0,30
	Salles d'exposition, ...	
	Salles de classes, ...	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

Tableau V.3 : Coefficient de pondération.

Dans notre cas, le poids a été tiré directement du logiciel ETABS ; soit :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 167,4782 + 161,1798 + 147,0312 + 146,2845 + 145,7157 + 146,5908$$

$$= 9142,8 \text{ kN}$$

\bar{D} : est le facteur d'amplification dynamique moyen ; il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement « η_a » et de la période fondamentale de la structure « T » ; soit :

$$\bar{D} = \begin{cases} 2,5\eta_a & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta_a \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta_a \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

T_1 , T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, leurs valeurs sont données par le tableau suivant :



Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1	0,15	0,15	0,15	0,15
T_2	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau V.4 : Périodes associées à la catégorie du site.

Le facteur de correction d'amortissement « η_a » est donnée par la formule suivante :

$$\eta_a = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

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.

Pour notre cas, on prend : $\xi = 6$.

$$\eta_a = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 6}} = 0,935 \geq 0,7 ; \text{Condition vérifiée}$$

a) 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 de la structure jusqu'au dernier niveau ;

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage ; il est donné par le tableau 4.6 du RPA 99/2003 (pour notre cas, $C_t = 0,05$).

On considère un sol meuble \Rightarrow site 3 ; donc : $T_1 = 0,15 \text{ s}$ et $T_2 = 0,5 \text{ s}$.

$$T = C_t h_N^{3/4} = 0,05 \times 23,4^{3/4} = 0,53 \text{ s.}$$

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \Rightarrow \bar{D} = 2,5 \eta_a \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,935 \times \left(\frac{0,5}{0,53}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,25 \text{ s.}$$

**b) Calcul de l'effort :**

$$\bar{V} = \frac{\bar{A} \times \bar{D} \times \bar{Q}}{R} \times W = \frac{0,35 \times 2,25 \times 1,15}{5} \times 9142,8 = 1656 \text{ kN}$$

✓ On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base 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.

- Sens longitudinal :

$$V_{dx} = 18010,4 \text{ kN} > 80 \% \bar{V} = 1324,8 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversal :

$$V_{dy} = 19584,8 \text{ kN} > 80 \% \bar{V} = 1324,8 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

À noter que les valeurs de V_{dx} et V_{dy} sont obtenues par le logiciel ETABS.

✓ On vérifie aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30 % de la période statique fondamentale T :

$$\begin{cases} T_{dyn} = 0,625 \text{ s} < T + 30 \% T = 0,53 + 0,3 \times 0,53 = 0,69 \text{ s} \\ T = 0,69 \text{ s} > T_2 = 0,53 \text{ s} \end{cases} \Rightarrow T = 0,53 \text{ s}$$

Mode	Période[s]
1	0,6250
2	0,6041
3	0,5412
4	0,1898
5	0,1845
6	0,1653
7	0,1150
8	0,1037
9	0,0960
10	0,0853
11	0,0758
12	0,0718

Tableau V.6 : Valeurs de la période pour chaque mode (Tirées du l'ETABS).

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.

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens, longitudinal et transversal.

Niveau	Hauteur [cm]	Sens x-x			Sens y-y			$\overline{\delta}_k$	$\Delta_k \leq \overline{\delta}_k$
		δ_{ek} [cm]	δ_k [cm]	Δ_k [cm]	δ_{ek} [cm]	δ_k [cm]	Δ_k [cm]		
3	370	0,0304	0,152	0,025	0,0398	0,199	0,0405	3,7	Vérifié
2	370	0,0254	0,127	0,0325	0,0317	0,1585	0,0445	3,7	Vérifié
1	370	0,0189	0,0945	0,0365	0,0228	0,114	0,0445	3,7	Vérifié
RDC	370	0,0116	0,058	0,0355	0,0139	0,0695	0,04	3,7	Vérifié
S-Sol 1	370	0,0045	0,0225	0,013	0,0059	0,0295	0,018	3,7	Vérifié
S-Sol 2	310	0,0019	0,0095	0,0095	0,0023	0,0115	0,0115	3,1	Vérifié

Tableau V.7 : Déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens : longitudinal et transversal.

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.

À noter que Δ_k correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k$$

Avec :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement due aux forces sismiques (y compris l'effort de torsion).

$\overline{\delta}_k$: Déplacement admissible (égal à 1 % h_e).

V.8. Justification de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "K".

Δ_k : Déplacement relatif du niveau " K"



h_k : Hauteur de l'étage "K".

Si : $0,10 \leq \theta_k \leq 0,20$ → les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur : $1/(1-\theta_k)$

Si : $\theta_k > 0,20$ → la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus par le calcul numérique sont reportés dans le tableau suivant :

Niv.	P(t)	$w_i \cdot h_i(t)$	Δk_x (m)	Δk_y (m)	$V_{IX}(t)$	$V_{IY}(t)$	h (m)	θ_x	Θ_y
3	146,5908	146,5908	0,000304	0,000398	633,56	687,69	3,70	0,000019	0,000022
2	292,3065	145,7157	0,000254	0,000317	1034,61	1130,22	3,70	0,000019	0,000022
1	438,591	146,2845	0,000189	0,000228	1334,34	1444,24	3,70	0,000016	0,000018
RDC	585,6222	147,0312	0,000116	0,000139	1556,99	1681,69	3,70	0,000011	0,000013
S-Sol 1	746,802	161,1798	0,000045	0,000059	1696,65	1849,25	3,70	0,000005	0,000006
S-Sol 2	914,2802	167,4782	0,000019	0,000023	1800,55	1958,44	3,10	0,000003	0,000003

Tableau V.8 : Vérification de l'effet P- Δ .

Comme $\theta_k < 0,1$ → l'effet P- Δ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.



Chapitre VI

Ferraillage des portiques





VI.1. Introduction :

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées. Dans le présent chapitre, le logiciel ETABS a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

VI.2. Combinaison d'actions :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrillés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

- Poutres : $\begin{cases} \text{Sollicitations du 1}^{er} \text{ genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5 Q \\ \text{Sollicitations du 2}^{eme} \text{ genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} 0,8 G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{cases}$
- Poteaux : $\begin{cases} \text{Sollicitations du 1}^{er} \text{ genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5 Q \\ \text{Sollicitations du 2}^{eme} \text{ genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} G + Q \pm 1,2 E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{cases}$

VI.3. Ferrailage des poutres :

VI.3.1. Méthode de calcul :

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, 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, par conséquent, le calcul en flexion simple sera retenu. Aussi, 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^{er} et du 2^{ème} genre :

- Sollicitations du 1^{er} genre (BAEL 91) :

$$S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1}$$

- Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003) :

$$\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}$$

$$\text{Si : } \begin{cases} \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} < 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p2} \\ \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} > 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1} \end{cases}$$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités (γ_s ; γ_b) :

- Pour la situation accidentelle : $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$



- Pour la situation normale ou durable : $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$

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 : $A_{min} = 0,5\% \times b \times h$.
- Section d'armature maximale : $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40 \emptyset \text{ en zone I et II} \\ 50 \emptyset \text{ en zone III} \end{cases}$
- 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).

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 :

L'exemple ci-dessous sera fait sur une poutre principale de rive, les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du logiciel ETABS.

a) Ferrailage en travée :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 10,7 \text{ t.m} \\ M_{sp2} = 19,6 \text{ t.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,54 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc, le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 40 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section : $h = 80 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9 h = 72 \text{ cm}$.
- Contrainte limite des aciers : $f_e = 400 \text{ MPa}$ (longitudinaux).
- Contrainte limite des aciers : $f_e = 235 \text{ MPa}$ (transversaux).
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- Contrainte limite du béton comprimé : $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$.
- Résistance caractéristique à la traction du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.
- Fissuration peu préjudiciable.



Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19,6 \times 10^4}{40 \times 72^2 \times 18,48} = 0,051 \rightarrow A' = 0; \beta = 0,9735$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19,6 \times 10^4}{0,9735 \times 72 \times 400} = 7 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Donc on prend : **5T14**, ce qui nous donne $A_s = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{m}$.

b) Ferrailage sur appuis :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 26,45 \text{ t.m} \\ M_{sp2} = 39,2 \text{ t.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,67 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{39,2 \times 10^4}{40 \times 72^2 \times 18,48} = 0,102 \rightarrow A' = 0; \beta = 0,946$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{39,2 \times 10^4}{0,946 \times 72 \times 400} = 14,38 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Donc, on prend : **5T16+5T14**, ce qui nous donne $A_s = 17,75 \text{ cm}^2 / \text{m}$.

Avec des armatures de peau : $A_{sp} = 3 \times 2(b + h) = 3 \times 2(0,40 + 0,80) = 7,2 \text{ cm}^2$; on prend : **4T16** = 8,04 cm².

VI.3.3.2. Vérification du ferrailage de la poutre :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 40 \times 72 \times 2,10}{400} = 3,48 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$A_{adpt} > A_{min}$; Condition vérifiée

$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 16 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow$ Condition vérifiée sur toute la section.

b) Contrainte de cisaillement :

$$V_u = 16,79 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16,79 \times 10^2}{40 \times 72} = 0,58 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$; Fissuration préjudiciable

$\tau_u = 0,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

**c) Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right\} = \min \{ 22,85 \text{ mm} ; 40 \text{ mm} ; 14 \text{ mm} \} \Rightarrow \phi_t = 14 \text{ mm} = 8 \text{ mm}$$

d) L'espacement :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 64,8 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12 \phi_l \right\} = \min \{ 20 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm} \}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 40 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 35 \text{ cm}$$

e) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0,29 ; 0,4 \} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,40 \times 40}{235} = 0,068 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3 K_f f_{tj}}{0,9 (\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,58 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 40 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235}$$

$$= - 0,011 \text{ cm} \quad (2)$$

Avec : $K_f = 1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable).

$$\text{On prend le max. entre (1) et (2) : } \begin{cases} A_t \geq 0,068 S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 1,02 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

f) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$V_u = 16,79 \text{ t} ; M_{ap} = 39,2 \text{ t.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{0,9d} = \frac{39,2}{0,9 \times 72 \times 10^{-2}} = 60,5 \text{ t} > 16,79 \text{ t}$$

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 :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} F_b = V_u \sqrt{2} \\ S = \frac{\bar{a}b}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2V_u}{ab} ; \text{Où } \bar{a} \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$



Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° , on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2V_u}{\bar{a}b} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{a} \geq \frac{2V_u \gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow \bar{a} \geq \frac{2 \times 16,79 \times 10^2 \times 1,5}{0,8 \times 40 \times 25} = 6,29 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 36 \text{ cm}$$

$$\bar{a} = \min(a'; 0,9d) = \min(36 \text{ cm}; 64,8 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}; \bar{a} > 6,29 \text{ cm}; \text{Condition vérifiée.}$$

h) Entraînement des armatures :

h.1) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{V_u}{0,9d \times \bar{\mu} \times n} \leq \bar{\tau}_{ser}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinaux tendues, n = 5.

$\bar{\mu}$: Périmètre d'armatures tendues, $\bar{\mu} = \pi \times \phi = \pi \times 1,4 = 4,39 \text{ cm}$.

$$\tau_{ser} = \frac{V_u}{0,9d \times \bar{\mu} \times n} = \frac{16,79 \times 10^4}{64,8 \times 4,39 \times 5 \times 10^2} = 1,18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 1,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa}; \text{Condition vérifiée.}$$

h.2) Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « ls » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre ϕ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_{su} .

La contrainte d'adhérence τ_{su} est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\begin{cases} \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ ls = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,46 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire (b = 40 cm) ; alors, on doit 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 :

$$\text{Crotchets courant d'angle de } 90^\circ : L_2 = d - (c + \phi/2 + r)$$

$$\phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 61,1 \text{ cm} \\ L_1 = 15,24 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 61,2 \text{ cm} \\ L_1 = 14,92 \text{ cm} \end{cases}$$



h.4) Longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\begin{cases} 40 \varnothing \text{ en zone I et II} \\ 50 \varnothing \text{ en zone III} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \varnothing = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \varnothing = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

i) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 7,8 \text{ t.m} ; A_s = 17,75 \text{ cm}^2$$

i.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 20y^2 + 266,25y - 19170 = 0 \rightarrow y = 25,01 \text{ cm}$$

i.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{40}{3}25,01^3 + (15 \times 17,75 \times (72 - 25,01)^2) = 796479,43 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7,8 \times 10^4}{796479,43} \times 25,01 = 2,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats obtenus sont reportés dans les tableaux qui suivent.

✓ **Poutre principale (40 x 80) cm²**

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = (0,5/100) \times 40 \times 80 = 16 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section).}$$

• **Poutre de rive :**

Niveau	Section	Moments (t.m)		A min RPA (cm ²)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}			
S-sol	Appuis	14,27	8,41	16	5,05	5T14 = 7,70
	Travée	8,5	4,45		2,98	5T12 = 5,65
Etage	Appuis	27,39	44,88	16	16,62	5T16+5T14 = 17,75
	Travée	11,4	25,64		9,22	5T16 = 10,05
Terrasse	Appuis	26,45	39,2	16	14,38	5T16+5T14 = 17,75
	Travée	10,7	19,6		7	5T14 = 7,70

Tableau VI.1: Récapitulatif du ferrailage des poutres principales de rive.

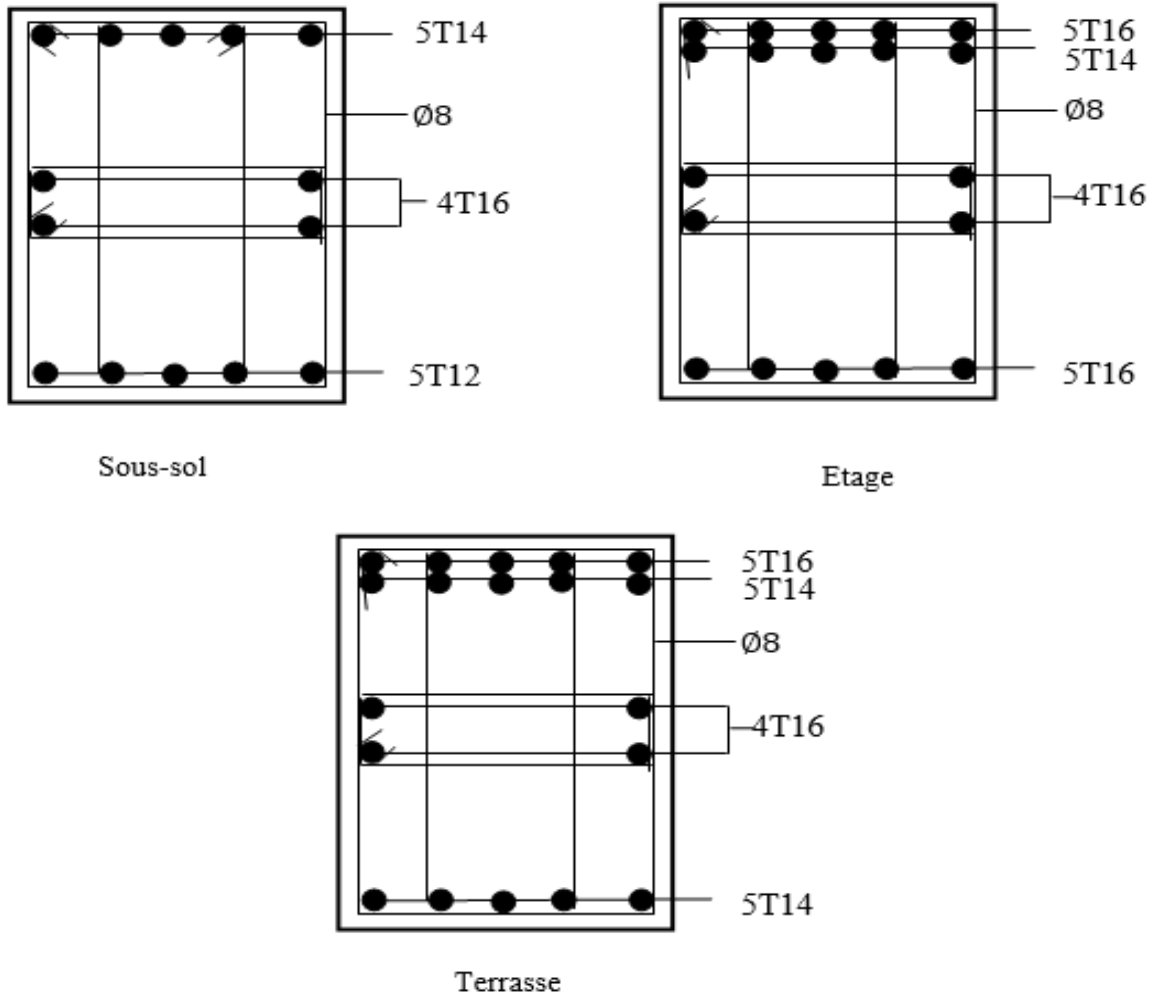


Figure VI.1 : Dessin de ferrailage de sections des poutres principales de rive.

• **Poutre intermédiaire :**

Niveau	Section	Moments (t.m)		A min RPA (cm ²)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}			
S-sol	Appuis	33,10	59,48	16	22,56	6T16+6T16=24,12
	Travée	19,57	47,67		17,72	6T14+6T14=18,48
Etage	Appuis	33,10	59,48	16	22,56	6T16+6T16=24,12
	Travée	19,57	47,67		17,72	6T14+6T14=18,48
Terrasse	Appuis	33,10	59,48	16	22,56	6T16+6T16=24,12
	Travée	19,57	47,67		17,72	6T14+6T14=18,48

Tableau VI.2 : Récapitulatif du ferrailage des poutres principales intermédiaires.

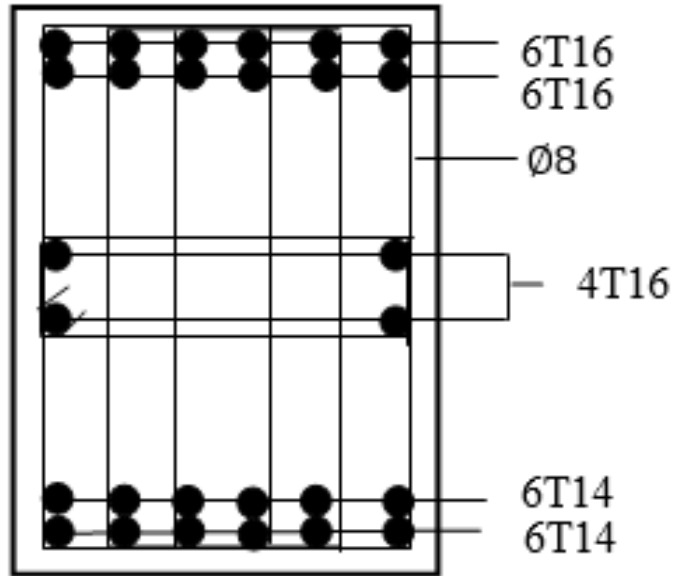


Figure VI.2 : Dessin de ferrailage des poutres principales intermédiaires.

✓ **Poutre secondaire (40 x 60) cm²**

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = (0,5/100) \times 40 \times 60 = 12 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section).}$$

• **Poutre de rive :**

Niveau	Section	Moments (t.m)		A min RPA (cm ²)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}			
S-sol	Appuis	18,17	31,60	12	15,88	6T14+6T12=16,03
	Travée	7,94	29,14		14,54	6T14+6T12=16,03
Etage	Appuis	18,17	31,60	12	15,88	6T14+6T12=16,03
	Travée	7,94	29,14		14,54	6T14+6T12=16,03
Terrasse	Appuis	18,17	31,60	12	15,88	6T14+6T12=16,03
	Travée	7,94	29,14		14,54	6T14+6T12=16,03

Tableau VI.3 : Récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires de rive.



• **Poutre intermédiaire :**

Niveau	Section	Moments (t.m)		A min RPA (cm ²)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}			
S-sol	Appuis	8,58	4,82	12	4,05	6T12 = 6,79
	Travée	7,26	3,45		3,41	6T12 = 6,79
Etage	Appuis	9,27	6,63	12	4,38	6T12 = 6,79
	Travée	6,96	3,51		3,41	6T12 = 6,79
Terrasse	Appuis	8,45	6,70	12	4,05	6T12 = 6,79
	Travée	6,47	4,04		3,41	6T12 = 6,79

Tableau VI.4 : Récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires intermédiaires.

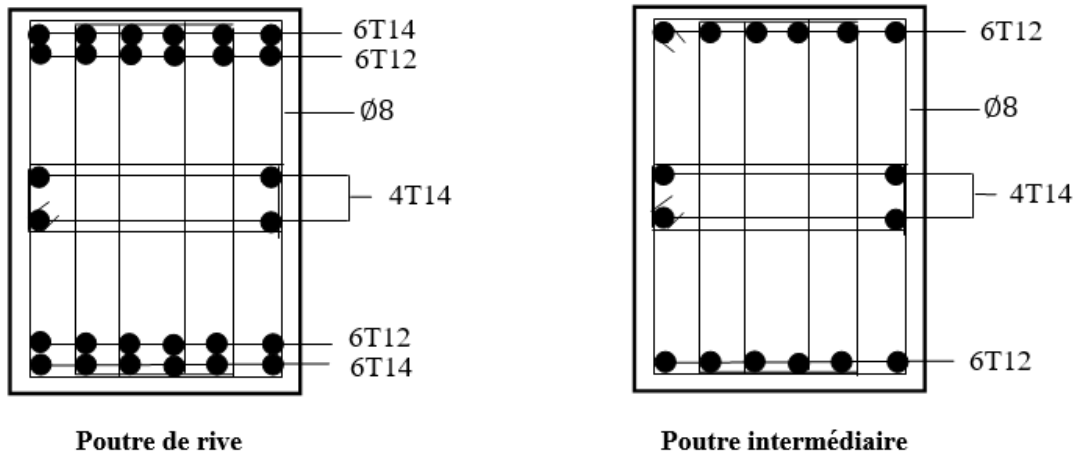


Figure VI.3 : Dessin de ferrailage des poutres secondaires.

VI.4. 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 aux sections données par les six combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$



Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité ($\gamma_s ; \gamma_b$) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{Situation normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} \end{cases} \end{array} \right.$$

b) Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être de haute adhérence droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,9% (zone III).
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante et 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 d'une face du poteau ne doit dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

On effectuera un seul exemple de calcul pour un type de poteau, et les résultats de calcul des autres types seront reportés ci-dessous dans des tableaux.

VI.4.1. Sections min. et max. et sollicitations défavorables :

Le tableau qui suit donne les sections minimales et maximales imposées par le RPA 99/2003 :

Type de poteaux	$A_{min} = 0,9\% \times S[\text{cm}^2]$	$A_{max1} = 4\% \times S[\text{cm}^2]$	$A_{max2} = 6\% \times S[\text{cm}^2]$
Type 1 (60 x 60) cm ²	32,4	144	216
Type 2 (55 x 55) cm ²	27,23	121	181,5
Type 3 (50x50 cm)	22,5	100	150
Circulaire $(\frac{\pi 60^2}{4})$	25,43	113,04	169,56
Circulaire $(\frac{\pi 55^2}{4})$	21,37	94,98	142,47
Circulaire $(\frac{\pi 50^2}{4})$	17,66	78,5	117,75

Tableau VI.5 : Armatures minimales et maximales pour les poteaux.



Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre.

Etages		Type 1 (60x 60) cm ²	Type 2 (55 x 55) cm ²	Type 3 (50 x 50) cm ²
Combinaison				
A	$N_{max}[t]$	79,89	287,57	140,4
	$M_{cor}[t.m]$	0,114	0,075	0,355
B	$N_{min}[t]$	51,71	57,28	15,39
	$M_{cor}[t.m]$	0,189	0,409	0,064
C	$M_{max}[t.m]$	0,433	7,389	5,209
	$N_{cor}[t]$	71,09	74,7	37,5

Tableau VI.6 : Sollicitations du premier genre.

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre.

Etages		Type 1 (60 x 60) cm ²	Type 2 (55 x 55) cm ²	Type 3 (50 x 50) cm ²
Combinaison				
A	$N_{max}[t]$	53,14	193,25	96,84
	$M_{cor}[t.m]$	3,612	7,954	4,14
B	$N_{min}[t]$	19,82	47,86	2,16
	$M_{cor}[t.m]$	1,704	46,735	0,594
C	$M_{max}[t.m]$	4,12	46,753	9,771
	$N_{cor}[t]$	12,79	47,86	30,27

Tableau VI.7 : Sollicitations du deuxième genre.

VI.4.2. Calcul d'un poteau type 1 :

Données :

- Poteau de section carrée 60 x 60 cm² (a = b).
- Enrobage : c = 2,5 cm.
- Hauteur utile des aciers tendus : d = 60 – c = 57,5 cm.
- Contrainte limite des aciers : $f_e = 400 MPa$ (longitudinaux).
- Contrainte limite des aciers : $f_e = 235 MPa$ (transversaux).
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 MPa$.
- Résistance caractéristique à la traction du béton : $f_{t28} = 2,1 MPa$.
- Fissuration peu préjudiciable.
- Pour les calculs la grandeur h = a = b = 60 cm.

**VI.4.2.1. Méthode de calcul :**

Le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre suivantes :

A. On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\begin{cases} \bar{e} = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + \bar{e} \right) \end{cases}$$

B. On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0,514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ($A = A' = 0$)

C. Si non, on calcule la section des armatures :

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

D. On calcule la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h \rightarrow A_{adoptée} = \max\{A_1 ; A_2 ; \dots ; A_{min}\}$$

➤ **Combinaison du 1^{er} genre :**

a) Combinaison « A » :

$$N_{max} = 798,9 \text{ kN} ; M_{corresp} = 1,14 \text{ kN.m}$$

✓ **Détermination de centre de pression :**

$$\bar{e} = \frac{M}{N} = \frac{1,14}{798,9} = 0,0014$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + \bar{e} \right) = 798,9 \left(0,575 - \frac{0,60}{2} + 0,0014 \right) = 220,81 \text{ kN.m}$$

✓ **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - \frac{0,514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$



$$\begin{cases} Nu = 798,9 \text{ kN} < 5388,76 \text{ kN} ; \text{Condition vérifiée} \\ Mu = 220,81 \text{ kN.m} < 429,96 \text{ kN.m} ; \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = A'_1 = 0$).

b) Combinaison « B » :

$$N_{min} = 517,1 \text{ kN} ; M_{corresp} = 1,89 \text{ kN.m}$$

✓ **Détermination le centre de pression :**

$$\bar{e} = M/N = 0,0036 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{h}{2} + \bar{e} \right) = 517,1 \left(0,575 - \frac{0,60}{2} + 0,0036 \right) = 144,06 \text{ kN.m}$$

✓ **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ Mu \leq Nu \times d \left(1 - \frac{0,514 Nu}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} Nu = 517,1 \text{ kN} < 5388,76 \text{ kN} ; \text{Condition vérifiée} \\ Mu = 144,06 \text{ kN.m} < 285,43 \text{ kN.m} ; \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A'_2 = 0$).

c) Combinaison « C » :

$$M_{max} = 4,33 \text{ kN.m} ; N_{corresp} = 710,9 \text{ kN}$$

✓ **Détermination le centre de pression :**

$$\bar{e} = \frac{M}{N} = 0,006 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{h}{2} + \bar{e} \right) = 710,9 \left(0,575 - \frac{0,60}{2} + 0,006 \right) = 199,76 \text{ kN.m}$$

✓ **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ Mu \leq Nu \times d \left(1 - \frac{0,514 Nu}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} Nu = 710,9 < 5388,76 \text{ kN} & \text{Condition vérifiée} \\ Mu = 199,76 \text{ kN.m} < 388,32 \text{ kN.m} & \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A'_3 = 0$).



➤ **Combinaison du 2^{ème} genre :**

a) Combinaison « A » :

$$N_{max} = 531,4 \text{ kN} ; M_{corresp} = 36,12 \text{ kN.m}$$

✓ **Détermination le centre de pression :**

$$\bar{e} = M/N = 0,067 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{h}{2} + \bar{e} \right) = 531,4 \left(0,575 - \frac{0,60}{2} + 0,067 \right) = 181,73 \text{ kN.m}$$

✓ **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ Mu \leq Nu \times d \left(1 - \frac{0,514 Nu}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} Nu = 531,4 \text{ kN} < 5388,76 \text{ kN} ; \text{Condition vérifiée} \\ Mu = 181,73 \text{ kN.m} < 293,33 \text{ kN.m} ; \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4 = A'_4 = 0$).

b) Combinaison « B » :

$$N_{min} = 198,2 \text{ kN} ; M_{corresp} = 17,04 \text{ kN.m}$$

✓ **Détermination le centre de pression :**

$$\bar{e} = M/N = 0,086 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{h}{2} + \bar{e} \right) = 198,2 \left(0,575 - \frac{0,60}{2} + 0,086 \right) = 71,55 \text{ kN.m}$$

✓ **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ Mu \leq Nu \times d \left(1 - \frac{0,514 Nu}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} Nu = 198,2 \text{ kN} < 5388,76 \text{ kN} ; \text{Condition vérifiée} \\ Mu = 71,55 \text{ kN.m} < 112,25 \text{ kN.m} ; \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_5 = A'_5 = 0$).

c) Combinaison « C » :

$$M_{max} = 41,2 \text{ kN.m} ; N_{corresp} = 127,9 \text{ kN}$$

✓ **Détermination le centre de pression :**

$$\bar{e} = M/N = 0,32 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{h}{2} + \bar{e} \right) = 127,9 \left(0,575 - \frac{0,60}{2} + 0,32 \right) = 76,10 \text{ kN.m}$$



✓ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ Mu \leq Nu \times d \left(1 - \frac{0,514 Nu}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} Nu = 127,9 \text{ kN} < 5388,76 \text{ kN} ; \text{Condition vérifiée} \\ Mu = 76,10 \text{ kN.m} < 72,80 \text{ kN.m} ; \text{Condition non vérifiée} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{41,2 \times 10^3}{60 \times 57,5^2 \times 18,48} = 0,011 \rightarrow A' = 0 ; \beta = 0,9945$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{41,2 \times 10^3}{0,9945 \times 57,5 \times 400} = 1,80 \text{ m}^2 / \text{m}$$

$$A_6 = 1,80 \text{ m}^2 / \text{m}$$

Section adoptée : $A_{min} = 0,009 \times 60 \times 60 = 32,4 \text{ cm}$

$$A_{adoptée} = \max (A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{min}) = \max (0, 0, 0, 0, 0, (1,80), (32,4)) \\ = 32,4 \text{ cm}^2$$

On adopte : **12T20** ; soit une section de $37,7 \text{ cm}^2$.

Le tableau récapitulatif qui suit reporte, d'une part, les résultats de calcul pour le poteau type 1 ainsi que les autres types.

Niveaux	Comb.	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 _{sl} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	
Type 1 (60 x 60) cm ²	A	79,89	0,114	0	53,14	3,612	0	32,4	12T20 = 37,7
	B	51,71	0,189	0	19,82	1,704	0		
	C	71,09	0,433	0	12,79	4,12	1,80		
Type 2 (55 x 55) cm ²	A	287,57	0,075	0	193,25	7,954	0	27,22	4T20 + 8T16 = 28,65
	B	57,28	0,409	0	47,86	46,73	0		
	C	74,7	7,389	0,52	47,86	46,75	0		
Type 3 (50 x 50) cm ²	A	140,4	0,355	0	96,84	4,14	0	22,5	12T16 = 24,13
	B	15,39	0,064	0	2,16	0,594	0		
	C	37,5	5,209	0	30,27	9,771	0		

Tableau VI.8 : Ferrailage des poteaux.

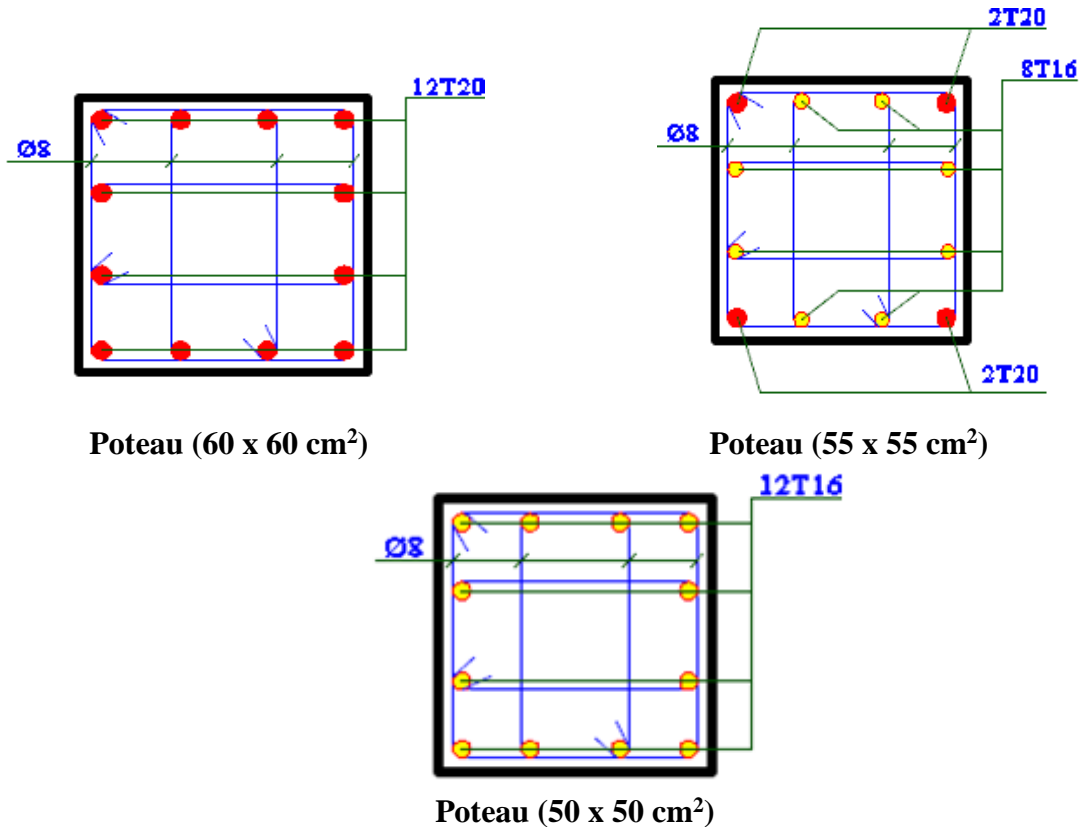


Figure VI.4 : Ferrailage de sections carrées des poteaux.

VI.4.2.2. Vérifications de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (60 x 60 cm²).

$$V_u = 28,4 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28,4 \times 10}{60 \times 57,5} = 0,082 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = 0,082 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

VI.4.2.3. 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) Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :



$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h \times f_e}$$

ρ_a : Coefficient correcteur fonction de l'élançement géométrique et égal à : $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

b) Espacement :

D'après le RPA 99/2003, on a :

{ Zone nodale : $S_t \leq \min\{10 \phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 15 \text{ cm} \rightarrow$ On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$
 { Zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l = 30 \text{ cm} \rightarrow$ On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

c) Calcul de l'élançement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7 h_e}{b} = \frac{0,7 \times 3,7}{0,60} = 4,31 < 5 \rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h \times f_e [FeE235]} = \frac{15 \times 3,75 \times 28,4 \times 10^3}{60 \times 235 \times 10^2} = 1,13 \text{ cm}^2$$

d) Quantité d'armatures transversales minimales :

La valeur de $\left(\frac{A_t}{V_u \times b}\right)$ en % est donnée comme suit :

$$3 < (\lambda_g = 4,31) < 5 \rightarrow \frac{A_t}{V_u \times b} = 0,6\%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,6\% \times 10 \times 60 = 3,6 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,6\% \times 15 \times 60 = 5,4 \text{ cm}^2 \end{cases} \begin{cases} A_t = 11\emptyset 8 = 5,53 \text{ cm}^2/\text{m} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u = 0,082 ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e [FeE235]} = 1,02 \text{ cm}^2$$

$< 5,53 \text{ cm}^2$; 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 pour chaque barre sont :

$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \left\{ \frac{370}{3} = 61,67 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} \right\} \approx 62 \text{ cm} \right.$$

$$L' = 2h = 120 \text{ cm}$$

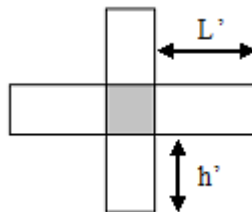


Figure VI.5 : Zone nodale.



VI.5. Poteaux circulaires :

Le tableau qui suit donne un récapitulatif des résultats obtenus pour les poteaux circulaires.

Niveaux	Combi	1 ^{ier} 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 _{sl} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	
Circulaire $\left(\frac{\pi 60^2}{4}\right)$	A	69,19	0,21	0	22,34	1,20	0	25,43	9T20 = 28,27
	B	61,29	2,55	0	17,47	0,90	0		
	C	66,37	2,87	0	2,25	2,51	0		
Circulaire $\left(\frac{\pi 55^2}{4}\right)$	A	174,39	6,42	0	72,39	0,86	0	21,37	7T20 = 21,99
	B	77,22	0,24	0	23,02	0,049	0		
	C	174,39	6,42	0	48,21	8,85	0		
Circulaire $\left(\frac{\pi 50^2}{4}\right)$	A	61,17	0,29	0	31,69	0,072	0	17,66	6T20 = 18,85
	B	16,69	0,016	0	5,16	0,21	0		
	C	17,19	0,99	0	16,03	2,22	0		

Tableau VI.9 : Ferrailage des poteaux circulaires.

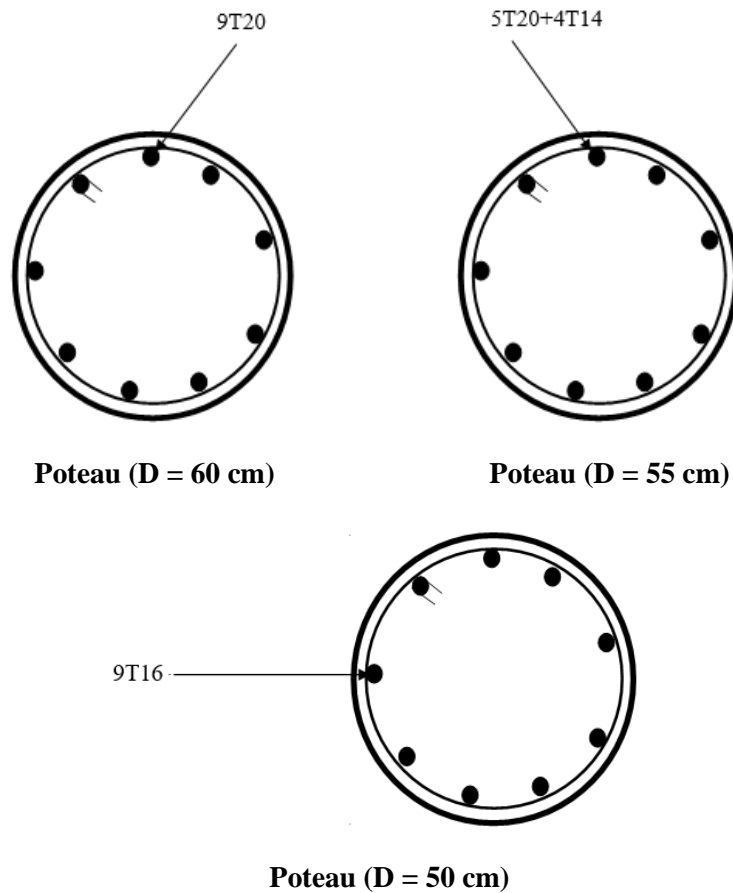


Figure VI.6 : Ferrailage des poteaux circulaires.



Chapitre VII

Ferraillage des voiles





VII.1. Introduction :

Les voiles ou murs en béton armé sont des éléments de construction verticaux surfaciques coulés dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ce sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur ; ainsi, tout poteau "allongé" de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur peut être considéré comme un voile. Aussi, ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

VII.2. 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 zones sismiques car il présente 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 naissant 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.

✓ **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).
- L'épaisseur minimale est de 15 cm. 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 3,10 m pour le sous-sol 2, puis de 3,70 m pour le sous-sol 1 et le reste des étages ; à cet effet, l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante :

$$e = h_e / 25 = 3,7 / 25 = 14,8 \text{ cm}, \text{ l'épaisseur des voiles sera prise égale à } 20 \text{ cm.}$$

- ✓ **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. 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.
- $0,8 G + E$; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée par la méthode de contraintes, et vérifié 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.

a) Méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times Y}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

Y : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

M : moment fléchissant appliqué.

I : moment d'inertie.

A : section du voile.

On distingue trois cas :

- **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 :

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times L.$$

- **Deuxième cas :**

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$, la section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On calcule le volume des contraintes de traction ; d'où, la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

F_t : Force de traction.

On compare A_v par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :

- Si : $A_v < A_{min} = 0,15\% \times a \times L$, on ferraille avec la section minimale.
- Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .



- **Troisième cas :**

(σ_1 et σ_2) sont de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée ; donc, on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

b) Armatures verticales :

Elles sont disposées en deux nappes parallèles servant à répondre aux 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 $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

c) 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'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile : 0,15 %.
- En zone courante : 0,10 %.

d) 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 inférieur 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 inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

e) 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 :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{T_u}{f_e} \\ T_u = 1,4 V_u \end{cases}$$

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 Type 1 :

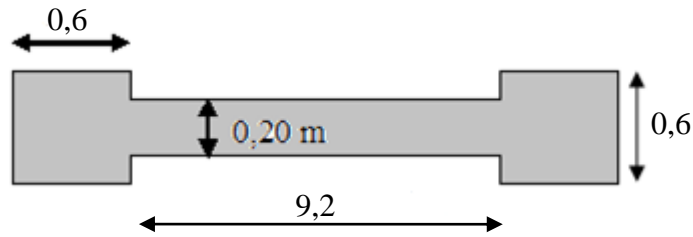


Figure VII.1 : Schéma du voile + deux poteaux.

$$A = 1,84 \text{ m}^2$$

$$I = 12,97 \text{ m}^4$$

$$Y = 4,6 \text{ m}$$

0,8 G+ E :

$$N = 1372,3 \text{ kN}$$

$$M = 23,6 \text{ kN}$$

$$V_u = 21,7 \text{ kN}$$

a) Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times Y}{I} = \frac{1372,3}{1,84} + \frac{23,6 \times 4,6}{12,79} = 754,30 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times Y}{I} = \frac{1372,3}{1,84} - \frac{23,6 \times 4,6}{12,79} = 737,32 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

On est dans le 1^{er} cas, (σ_1 et σ_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 :

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times L.$$

b) Calcul des armatures verticales :

On calcule le ferrailage pour une bande : L = 1 m et a = 200 mm

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times 1\text{m} \Rightarrow A_{min} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Le diamètre :

$$D \leq \frac{1 \times a}{10} \text{ (mm)} \Rightarrow D \leq \frac{1 \times 200}{10} \Rightarrow D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : D = 12 mm.

c) Armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T_u}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 21,7}{400 \times 10^3} = 0,000083 \text{ m}^2 = 0,83 \text{ cm}^2$$

d) Armatures totales :

$$A_v = A_{min} + A_{vj} = 3 + 0,83 = 3,83 \text{ cm}^2$$

Donc, on prend : **4T12** p. m ($A_s = 4,52 \text{ cm}^2$).

**VII.4.1. Vérification à l'ELS :****a) Espacement :**

Selon le BAEL 91, on a : $S_t \leq \min\{2a ; 33 \text{ cm}\} = \min\{40 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$

Selon le RPA 99/2003 : $S_t \leq \min\{1,5 a ; 30 \text{ cm}\} = \min\{30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$

Donc : $S_t \leq \min\{S_{t \text{ BAEL}} ; S_{t \text{ RPA}}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

b) Vérification des contraintes de cisaillement :

- BAEL 91 : (Avec b est l'épaisseur du voile).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21,7 \times 10^2}{20 \times 0,9 \times (370 - 80)} = 0,41 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$\tau_u = 0,41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

- RPA 99/2003 : (Avec b est l'épaisseur du voile).

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1,4 \times 21,7 \times 10^2}{20 \times 0,9 \times (370 - 80)} = 0,58 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

Donc pas de risque de cisaillement.

VII.4.2. Disposition des armatures :**VII.4.2.1. 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.
- À 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 25 \text{ cm} \rightarrow \frac{S_t}{2} = 12,5 \text{ cm} < 15 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \\ L_v = 920 \text{ cm} \rightarrow \frac{L_v}{10} = 92 \text{ cm} \end{array} \right.$$

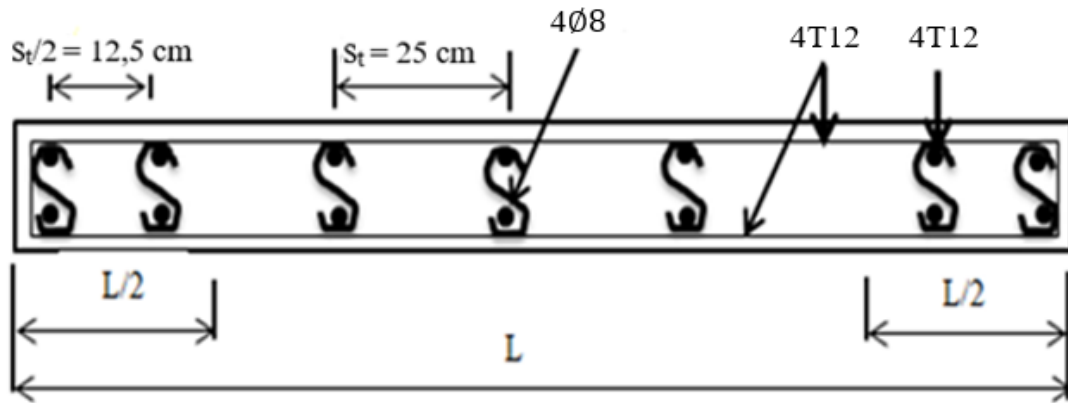


Figure VII.2 : Disposition des armatures verticales dans le voile de Type 1.

VII.4.2.2. 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.4.2.3. 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.

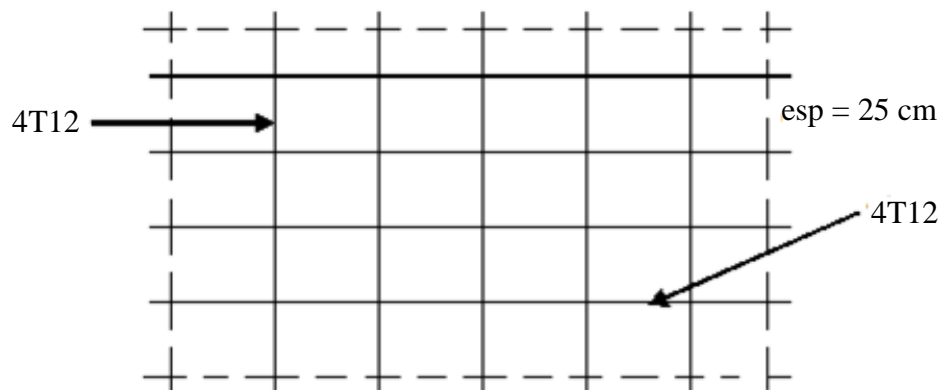


Figure VII.3 : Disposition du ferrailage de voile type 1.



VII.5. Ferrailage des voiles Type 2 :

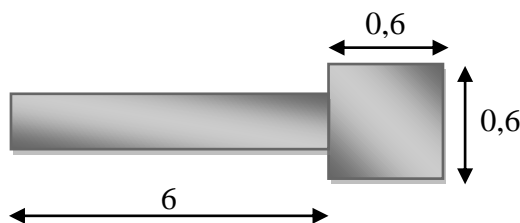


Figure VII.4 : Schéma du voile + poteau.

$$A = 1,2 \text{ m}^2 \quad I = 3,6 \text{ m}^4 \quad Y = 3 \text{ m}$$

0,8 G + E :

$$N = 660,9 \text{ kN} \quad M = 3,2 \text{ kN} \quad V_u = 2 \text{ kN}$$

a) Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times Y}{I} = \frac{660,9}{1,2} + \frac{3,2 \times 3}{3,6} = 553,41 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times Y}{I} = \frac{660,9}{1,2} - \frac{3,2 \times 3}{3,6} = 548,08 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

On est dans le 1^{er} cas (σ_1 et σ_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 :

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times L.$$

b) Calcul des armatures verticales :

On calcule le ferrailage pour une bande : L = 1 m et a = 200 mm

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times 1\text{m} \Rightarrow A_{min} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Le diamètre :

$$D \leq \frac{1 \times a}{10} \text{ (mm)} \Rightarrow D \leq \frac{1 \times 200}{10} \Rightarrow D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : D = 12 mm.

c) Armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T_u}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 2}{400 \times 10^3} = 0,000007 \text{ m}^2 = 0,07 \text{ cm}^2$$

d) Armatures totales :

$$A_v = A_{min} + A_{vj} = 3 + 0,07 = 3,07 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend : **4T10** p. m ($A_s = 3,14 \text{ cm}^2$).

**VII.5.1. Vérification à l'ELS :****a) Espacement :**

Selon le BAEL 91, on a : $S_t \leq \min\{2a ; 33 \text{ cm}\} = \min\{40 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$

Selon le RPA 99/03 : $S_t \leq \min\{1,5a ; 30 \text{ cm}\} = \min\{30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$

Donc : $S_t \leq \min\{S_{t \text{ BAEL}} ; S_{t \text{ RPA}}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

b) Vérification des contraintes de cisaillement :

- BAEL 91 : (Avec b est l'épaisseur du voile).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2 \times 10^2}{20 \times 0,9 \times (370 - 80)} = 0,038 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$; Fissuration préjudiciable

$\tau_u = 0,038 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

- RPA 99/2003 : (Avec b est l'épaisseur du voile).

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1,4 \times 2 \times 10^2}{20 \times 0,9 \times (370 - 80)} = 0,053 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,053 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

Donc, pas de risque de cisaillement.

VII.5.2. Disposition des armatures :**VII.5.2.1. 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.
- À 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 25 \text{ cm} \rightarrow \frac{S_t}{2} = 12,5 \text{ cm} < 15 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ L_v = 600 \text{ cm} \rightarrow \frac{L_v}{10} = 60 \text{ cm} \end{array} \right.$$

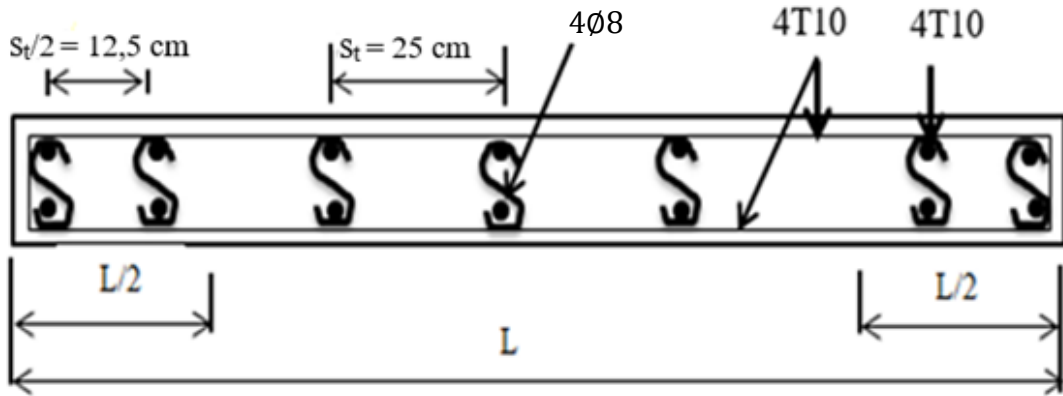


Figure VII.5 : Disposition des armatures verticales dans le voile de Type 2.

VII.5.2.2. 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 : $S_t \leq \min\{1,5 e ; 30 \text{ cm}\}$.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

VII.5.2.3. 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.

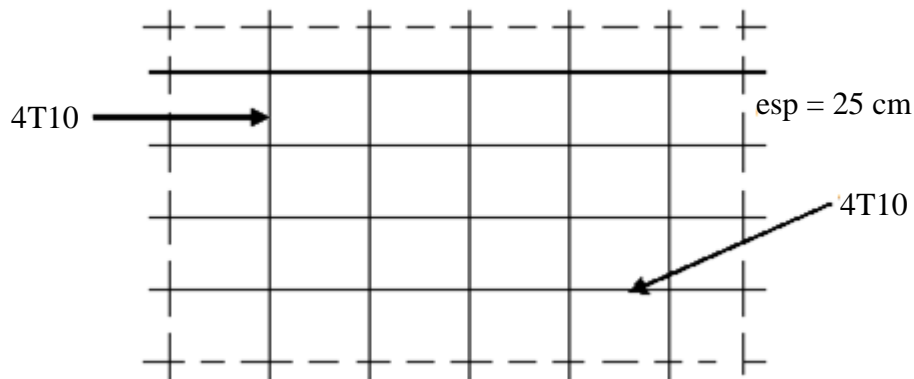


Figure VII.6 : Disposition du ferrailage de voile type 2.



Chapitre VIII

Étude de l'infrastructure





VIII.1. Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causé 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.

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol 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.

VIII.2. Voile périphérique :

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 $50 \varnothing$ pour le renforcement des angles.

Pour notre étude :

- ✓ On adopte $e = 20$ cm.
- ✓ La hauteur du voile périphérique est égale à $h = 3,10$ m, et on fait le calcul pour une bande de 1 m.
- ✓ Le voile le plus sollicité a une longueur de 9,2 m.
- ✓ Q : surcharge d'exploitation = $1,5 \text{ kN/m}^2 \approx 0,15 \text{ t/m}^2$.
- ✓ γ_t : poids volumique de la terre = $17 \text{ kN/m}^3 \approx 1,7 \text{ t/m}^3$.
- ✓ Φ : angle de frottement interne du sol = 35° .
- ✓ Ka : coefficient de poussée des terres : $Ka = \tan^2(\pi/4 - \Phi/2)$

$$Ka' = \frac{Ka}{\cos(\beta - \lambda)}$$

Pour : $\beta = \lambda = 0^\circ$

$$Ka' = Ka = \tan^2(45^\circ - 17,5^\circ) = 0,271$$



VIII.2.1. 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 :

$$p_1 = Ka \times \gamma_t \times (1 \times h) = 0,271 \times 1,7 \times (1 \times 3,10) = 1,43 \text{ t/m}$$

b) Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = Ka' \times Q \times h = 0,271 \times 0,15 \times 3,10 = 0,13 \text{ t/m}$$

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.

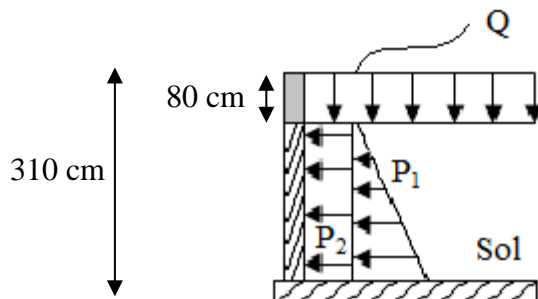


Figure VIII.1 : Coupe explicative des charges sur le voile périphérique.

c) la charge pondérée :

$$q_u = 1,35 p_1 + 1,5 p_2 = 2,13 \text{ t/m}$$

VIII.2.2. Calcul des sollicitations :

On a injecté des raidisseurs de 10 cm pour fractionner le voile de 9,2 m.

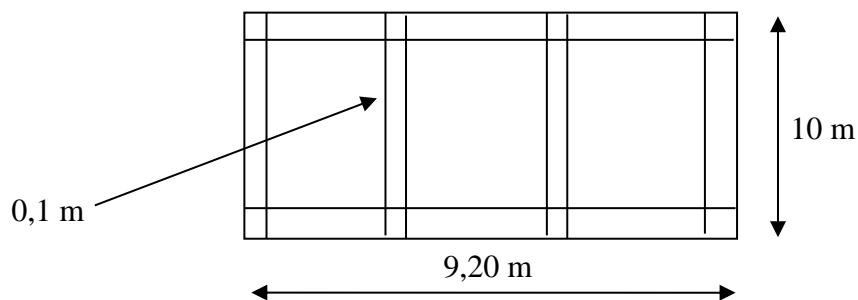


Figure VIII.2 : Ajout de raidisseurs.

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée :

$$\begin{cases} L_x = 3,10 - 0,80 = 2,3 \text{ m} \\ L_y = 3 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,76 > 0,4$$



Ce qui veut dire que la dalle qui est appuyée sur 4 côtés travaille dans les deux sens :

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,76 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0608 \\ \mu_y = 0,5274 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0608 \times 2,13 \times 2,3^2 = 0,68 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,5274 \times 0,68 = 0,36 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{Les valeurs des moments en travées sont : } \begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,57 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,30 \text{ t.m} \end{cases}$$

✓ **Vérification :**

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow 0,30 \text{ t.m} > 0,14 \text{ t.m} ; \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.2.3. Calcul du ferrailage :

- **Sens L_x :**

$$M_{tx} = 0,57 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0,57 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,012 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \beta = 0,994 \end{cases}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,57 \times 10^4}{0,994 \times 18 \times 348} = 0,91 \text{ cm}^2$$

- **Sens L_y :**

$$M_{ty} = 0,30 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0,30 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,006 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \beta = 0,997 \end{cases}$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,30 \times 10^4}{0,997 \times 18 \times 348} = 0,48 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

- **Sens L_y :**

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{ymin} = 0,1\% \times b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/m$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{ymin} = 8 \times h = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/m$$

$$\text{Donc : } A_{adoptée} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2 \text{ cm}^2/m$$

$$\text{On prend : } \mathbf{4T10} \rightarrow A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2/m$$

- **Sens L_x :**

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{xmin} = 0,1\% \times b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/m$$



D'après le BAEL 91 :

$$A_{xmin} = A_{ymin} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 2 \left(\frac{3 - 0,76}{2} \right) = 2,24 \text{ cm}^2/m$$

Donc : $A_{adoptée} = \max\{A_{t\text{ cal}} ; A_{\min RPA} ; A_{\min BAEL}\} = 2,24 \text{ cm}^2/m$

On prend : **4T10** $\rightarrow A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2/m$

VIII.2.4. Vérifications :

a) Vérification de l'effort tranchant :

On a $\alpha = 0,76 > 0,4$:

$$\begin{cases} V_x = q_u \times \frac{L_x}{2 \left(1 + \frac{\alpha}{2} \right)} = 2,13 \times \frac{2,3}{2 \left(1 + \frac{0,76}{2} \right)} = 1,77 \text{ t} \\ V_y = q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \Rightarrow 2,13 \times \frac{2,3}{3} = 1,63 \text{ t} < V_x = 1,77 \text{ t} \end{cases}$$

$V_{max} = V_x = 1,77 \text{ t}$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{d \times b} = \frac{1,77 \times 10^4}{18 \times 100 \times 10^2} = 0,098 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,18 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,18 \times 25}{1,5} = 3 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Le mur est bétonné sans reprise dans son épaisseur ; alors, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Vérification des contraintes à l'E.L.S. :

Avec : $\begin{cases} \alpha = 0,76 \\ \nu = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0608 \\ \mu_y = 0,5274 \end{cases}$

$q_{ser} = p_1 + p_2 = 1,43 + 0,13 = 1,56 \text{ t/m}$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0608 \times 1,56 \times 2,3^2 = 0,50 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,5274 \times 0,50 = 0,26 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont : $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,42 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,22 \text{ t.m} \end{cases}$

• Sens L_x :

$A_s = A_{tx}$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14 \times 100}{100 \times 18} = 0,17 \xrightarrow{\text{Abaque}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0,42 \times 10^4}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 79,73 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta_f \times f_{t28}} \right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$



Avec η_f est le coefficient de fissuration ; pour HA $\Phi \geq 6$ mm, $\eta_f = 1,6$.

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

$$\sigma_{sx} = 79,73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{79,73}{58,53} = 1,36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, les armatures calculées à l'ELU conviennent.

• **Sens Ly :**

$$A_s = A_{ty}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14 \times 100}{100 \times 18} = 0,17 \xrightarrow{\text{Abaque}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0,22 \times 10^4}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 41,76 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta_f \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec η_f est le coefficient de fissuration ; pour HA $\Phi \geq 6$ mm, $\eta_f = 1,6$.

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

$$\sigma_{sy} = 41,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{41,76}{58,53} = 0,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc, les armatures calculées à l'ELU conviennent.

Le voile périphérique sera ferrillé en deux nappes avec **4T10** = 3,14 cm²/m chacune et avec un espacement de 25 cm.

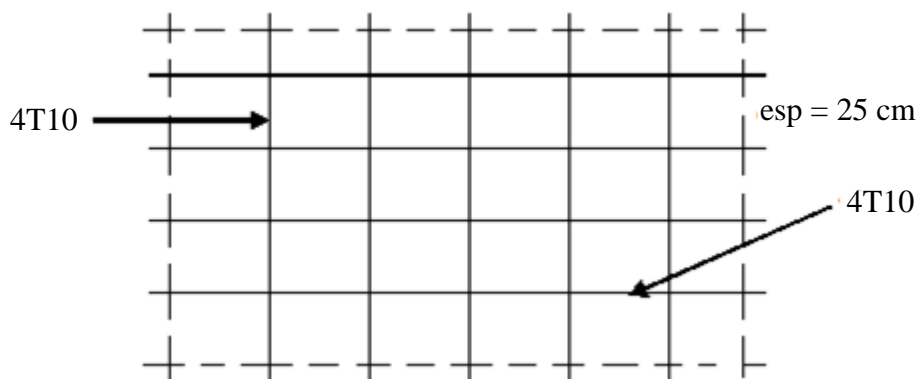


Figure VIII.3 : Disposition du ferrillage de voile périphérique.

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 2 bars. Pour qu'il n'y ait pas de 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 :

- Dimensionnement à l'ELS ;
- Ferrailage à l'ELU.

Le choix du type des fondations dépend des facteurs suivants :

- Le 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 :

Vu de la hauteur de la construction et les charges portées 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 du sol. Un radier en général 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 égale au poids total de la structure).

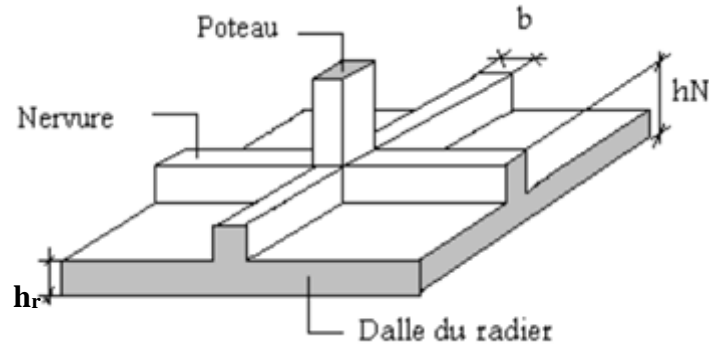


Figure VIII.4 : Schéma explicatif du radier.

VIII.3.3. Prédimensionnement du radier :

a) Calcul du débordement :

La surface minimale du radier est vérifiée selon la formule suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} N_u = 15047,52 \text{ t} \\ N_{ser} = 10880,8 \text{ t} \end{cases} \quad \text{avec : } N = N_{ser} = 10880,8 \text{ t}$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{10880,8}{2 \times 10} = 544,04 \text{ m}^2$$

Cette dernière surface est inférieure à celle obtenue des données architecturales (voir chapitre I) ; soit : (55 x 41,6 m²). Aussi, on prend un débord de 50 cm de chaque côté dans les deux directions, ce qui nous donne une surface d'assise : $S_r = 2385,6 \text{ m}^2$.

b) Condition de cisaillement :

$$L = 9,2 \text{ m} = 920 \text{ cm}$$

$$\left\{ \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \right. \Rightarrow 36,8 \text{ cm} \leq d \leq 46 \text{ cm}$$

$$\text{On choisit : } d = 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow h = d + c = 45 + 5 = 50 \text{ cm} \text{ (c : Epaisseur d'enrobage)}$$

c) Condition forfaitaire :

D'après le BAEL 91 :



$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,06 f_{c28} \quad \Leftrightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \times b} \\ q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{15047,52}{2385,6} = 6,30 \text{ t/m}^2 \rightarrow q_u = 6,30 \times 1 = 6,30 \text{ t/m} \\ V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{6,30 \times 9,20}{2} = 28,98 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$d \geq \frac{28,98}{0,06 \times 25 \times 1 \times 100} = 0,19 \text{ m}$$

d) Choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux deux conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 50 cm ; soit : $h_r = 50 \text{ cm}$.

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{9} \leq h_{pl} \leq \frac{L}{6} \Leftrightarrow 102,22 \text{ cm} \leq h_{pl} \leq 153,33 \text{ cm} \\ \rightarrow \text{On prend } h_{pl} = 120 \text{ cm} ; b_{pl} = 80 \text{ cm} \end{array} \right.$$

f) Vérification des contraintes du sol sous la charge verticale :

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 :

$$G_{radier} = \gamma_{ba} \left[(h_r \times S_r) + (h_{pl} \times b_{pl} \times \sum L_i) \right]$$

$$= 2,5 [(0,50 \times 2385,6) + (1,2 \times 0,8 \times 724,8)] = 4721,52 \text{ t}$$

$$N_{ser}' = G_{radier} + N_{ser}$$

$$N_{ser}' = 4721,52 + 10880,8 = 15602,32 \text{ t}$$

$$\frac{N_{ser}'}{S_r} = \frac{15602,32}{2385,6} = 6,54 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2 ; \text{Condition vérifiée.}$$

g) La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4E_{ij}I}{k \times b_{pl}}}$

I : Moment d'inertie de la poutre : $I = \frac{b_{pl} \times h_{pl}^3}{12} = 0,1152 \text{ m}^4$.

k : Coefficient de raideur du sol $k = 500 \text{ t/m}^3$.



$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164,19 \times 10^2 \times 0,1152}{500 \times 0,80}} = 7,80 \text{ m}$$

$$L_{max} = L = 9,2 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 12,25 \text{ m} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc, on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

h) Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ser}'}{S_r} = \frac{15602,32}{2385,6} = 6,54 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_{ba} \times h_{pl} = 2,5 \times 1,2 = 3 \text{ t/m}^2 \end{cases} \Rightarrow q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 3,54 \text{ t/m}^2$$

Donc, la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$q = 3,54 \text{ t/m}^2$$

i) Vérifications diverses :

i.1) Vérification de l'effet de surpression :

On vérifie que la structure ne doit pas avoir de soulèvement ; pour ce faire, on doit satisfaire l'inégalité suivante : $N_u \geq \gamma_w \times f_s \times S_r \times Z$.

γ_w : Densité de l'eau = 1 t/m³.

Z : Hauteur de la partie immergée = 3,10 m.

f_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de soulèvement = 1,5.

$$\gamma_w \times f_s \times S_r \times Z = 1 \times 1,5 \times 2385,6 \times 3,10 = 11093,04 \text{ t}$$

$$\rightarrow N_u = 15047,52 \text{ t} \geq 11093,04 \text{ t} ; \text{ Condition vérifiée}$$

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 référer 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 côtés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de 1 m, 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 : $M_{0y} = \mu_y \times M_x$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés 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 :

$$\begin{cases} N'_u = 1,35 G_{radier} + N_u = 1,35 \times 4721,52 + 15047,52 = 21421,57 \text{ t} \\ q_u = \frac{N'_u}{S_r} = \frac{21421,57}{2385,6} = 8,97 \text{ t/m}^2 \\ q_{ser} = \frac{N_{ser}'}{S_r} = \frac{15602,32}{2385,6} = 6,54 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

VIII.3.4.3. Calcul du ferrailage :

a) Détermination des efforts :

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)
7,4	9,2	0,80	0,0561	27,55	23,41	Rive = 9,64 Intr = 13,77	0,5959	16,42	13,95	Rive = 5,74 Intr = 8,21
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)
7,4	9,2	0,80	0,0561	20,09	17,07	Rive = 7,03 Intr = 10,04	0,5959	11,97	10,17	Rive = 4,18 Intr = 5,98

Tableau VIII.1 : Moments fléchissants.

b) Calcul des armatures :

Suivant L_x :

1. En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{23,41 \times 10^4}{100 \times 45^2 \times 14,17} = 0,081 \rightarrow A' = 0 ; \rightarrow \beta = 0,9575$$



$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{23,41 \times 10^4}{0,9575 \times 45 \times 348} = 15,61 \text{ cm}^2/m$$

On adopte : **5T20** = 15,71 cm² avec un espacement de 20 cm.

2. Sur appuis :

Rive :

$$\mu = \frac{M_{ax \text{ rive}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,64 \times 10^4}{100 \times 45^2 \times 14,17} = 0,033 \rightarrow A' = 0 ; \beta = 0,9835$$

$$A_{ax \text{ rive}} = \frac{M_{ax \text{ rive}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,64 \times 10^4}{0,9835 \times 45 \times 348} = 6,25 \text{ cm}^2/m$$

On adopte : **6T12** = 6,79 cm² avec un espacement de 16 cm.

Intermédiaire :

$$\mu = \frac{M_{ax \text{ intr}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,77 \times 10^4}{100 \times 45^2 \times 14,17} = 0,047 \rightarrow A' = 0 ; \beta = 0,9755$$

$$A_{ax \text{ intr}} = \frac{M_{ax \text{ intr}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13,77 \times 10^4}{0,9755 \times 45 \times 348} = 9,01 \text{ cm}^2/m$$

On adopte : **6T14** = 9,24 cm² avec un espacement de 16 cm.

Suivant L_y :

1. En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,95 \times 10^4}{100 \times 45^2 \times 14,17} = 0,048 \rightarrow A' = 0 ; \beta = 0,975$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13,95 \times 10^4}{0,975 \times 45 \times 348} = 9,13 \text{ cm}^2/m$$

On adopte : **6T14** = 9,24 cm² avec un espacement de 16 cm.

2. Sur appuis :

Rive :

$$\mu = \frac{M_{ay \text{ rive}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,74 \times 10^4}{100 \times 45^2 \times 14,17} = 0,020 \rightarrow A' = 0 ; \beta = 0,990$$

$$A_{ay \text{ rive}} = \frac{M_{ay \text{ rive}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,74 \times 10^4}{0,990 \times 45 \times 348} = 3,70 \text{ cm}^2/m$$

On adopte : **4T12** = 4,52 cm², avec un espacement de 25 cm.

Intermédiaire :

$$\mu = \frac{M_{ay \text{ intr}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,21 \times 10^4}{100 \times 45^2 \times 14,17} = 0,028 \rightarrow A' = 0 ; \beta = 0,986$$

$$A_{ay \text{ intr}} = \frac{M_{ay \text{ intr}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,21 \times 10^4}{0,986 \times 45 \times 348} = 5,31 \text{ cm}^2/m$$

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 Ly :

$$A_{ty} = 9,24 \text{ cm}^2 \geq A_{ymin} = 8 \times \text{épaisseur} = 4 \text{ cm pour Fe400 ; Condition vérifiée}$$

• Sens Lx :

$$A_{tx} = 15,71 \text{ cm}^2 \geq A_{xmin} = A_{ymin} \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 4,4 \text{ cm ; Condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'espacement :

$$\text{Dans le sens le plus sollicité : } \begin{cases} S_t \leq \min\{3 \times h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} ; \text{ Condition vérifiée}$$

e) Disposition du ferrailage :

Arrêt des barres :

$$L1 = \max \left\{ \begin{array}{l} l_s \\ \lambda_s \cdot L_x \end{array} \right. \quad \text{et} \quad L2 = \max \left\{ \begin{array}{l} l_s \\ \frac{l1}{2} \end{array} \right.$$

Avec (l_s) est la longueur de scellement droit donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

Où (ϕ) est le diamètre de la barre, et (τ_{su}) est la contrainte d'adhérence ultime donnée par la formule suivante :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot ftj$$

Avec ψ_s est le coefficient de scellement exprimé par :

$$\psi_s = \begin{cases} 1 & \text{pour les barres R. L.} \\ 1,5 & \text{pour les barres H. A.} \end{cases}$$

Comme : $ftj = 2,1 \text{ MPa}$ (Voir chapitre I).

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

Pour une barre de 2 cm de diamètre :

$$l_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2,83} = 70,67 \text{ cm}$$

$$\lambda_s = 0,05 + 0,3 \frac{Max}{Mox} = 0,05 + 0,3 \left(\frac{0,5 \text{ Mox}}{Mox} \right) = 0,2$$



$$L1 = 148 \text{ cm} \rightarrow \max \begin{cases} l_s = 70,67 \text{ cm} \\ \lambda_s \cdot L_x = 0,2 \times 740 = 148 \text{ cm} \end{cases}$$

$$L2 = 74 \text{ cm} \rightarrow \max \begin{cases} l_s = 42,40 \text{ cm} \\ \frac{L1}{2} = 74 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieure à $L_x / 10$ de la portée : $\frac{L_x}{10} = \frac{740}{10} = 74 \text{ cm}$

✓ Exemple de disposition de ferrailage du panneau calculé :

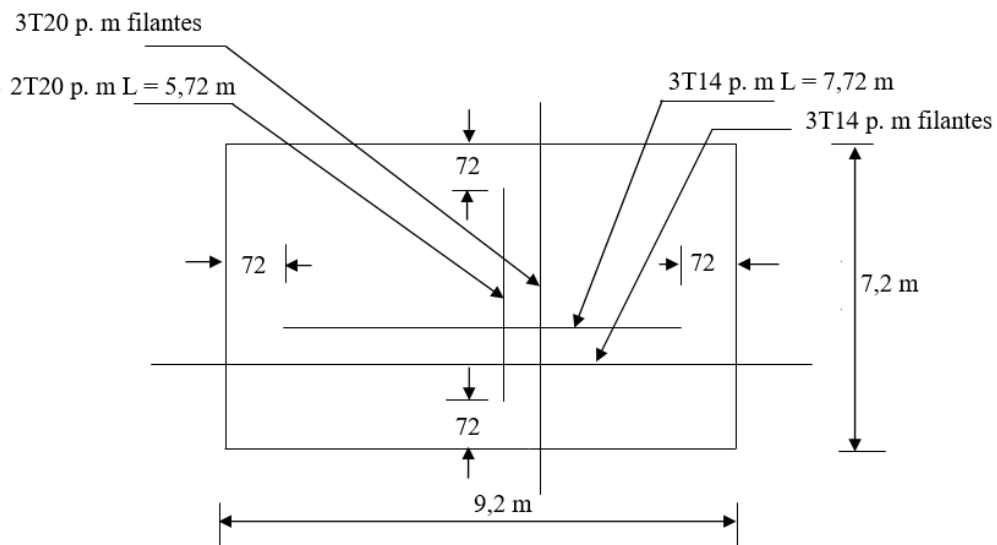


Figure VIII.5 : Armatures supérieures (en travée).

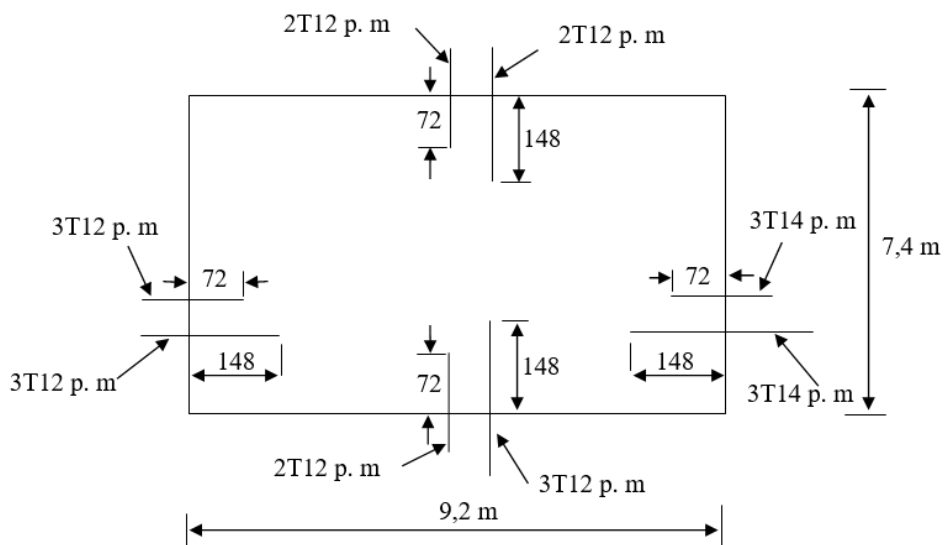


Figure VIII.6 : Armatures inférieures (sur appuis).



VIII.3.5. Ferrailage des poutres de libage :

Les charges transmises par chaque panneau se subdivise 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.

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{max} &= \frac{N_{ser'}}{S_r} = \frac{15602,32}{2385,6} = 6,54 \text{ t/m}^2 \Rightarrow q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 3,54 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{radier} &= \gamma_{ba} \times h_{pl} = 2,5 \times 1,2 = 3 \text{ t/m}^2 \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} q' &= \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3L_{y1}^2} \right) L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}^2}{3L_{y2}^2} \right) L_{x2} \right] \\ &= \frac{3,54}{2} \left[\left(1 - \frac{3,7^2}{3 \times 9,2^2} \right) 3,7 + \left(1 - \frac{3,7^2}{3 \times 9,2^2} \right) 3,7 \right] = 12,44 \text{ t/m} \\ M_0 &= \frac{q' \times L^2}{8} = \frac{12,44 \times 9,2^2}{8} = 131,61 \text{ t.m} \end{aligned} \right.$$

a.2) Calcul du ferrailage :

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 111,86 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \mu &= \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{111,86 \times 10^4}{80 \times 108^2 \times 14,17} = 0,084 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,956 \\ A_t &= \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{111,86 \times 10^4}{0,956 \times 108 \times 348} = 31,13 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned} \right.$$

On adopte : $\begin{cases} 1^{er} \text{ lit} : 4T20 \\ 2^{ème} \text{ lit} : 4T20 \rightarrow A_t \text{ adoptée} = 37,71 \text{ cm}^2 \\ 3^{ème} \text{ lit} : 4T20 \end{cases}$

- **Sur appuis :**

	Rive	Intermédiaire
$M_a \text{ (t.m)}$	$= 0,35 \times M_0 = 39,15$	$= 0,5 \times M_0 = 55,93$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,029 \rightarrow 0,9855$	$0,042 \rightarrow 0,979$
$A_a \text{ (cm}^2\text{)}$	10,57	15,20
$A_a \text{ adoptée (cm}^2\text{)}$	4T14 (fil) + 4T12 (chap.) = 10,68	4T16 (fil) + 4T16 (chap.) = 16,08

Tableau VIII.2 : Ferrailage de la poutre sur appuis suivant le sens longitudinal.

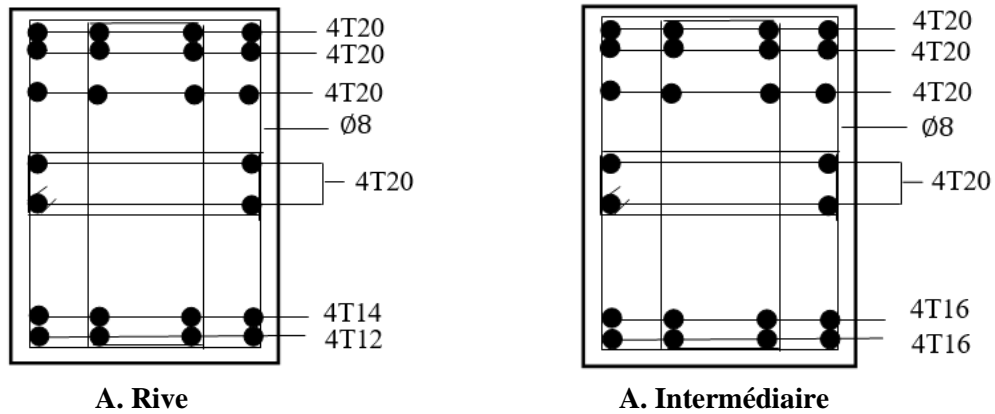


Figure VIII.7 : Ferrailage de la poutre sur appuis suivant le sens longitudinal.

b) Sens transversal :

b.1) Calcul de q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\begin{cases} q' = \frac{2}{3} \times q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 3,54 \times 3,7 = 8,73 \text{ t/m} \\ M_0 = \frac{q' \times L^2}{8} = \frac{8,73 \times 9,2^2}{8} = 92,36 \text{ t.m} \end{cases}$$

b.2) Calcul du ferrailage :

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 78,50 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{78,50 \times 10^4}{80 \times 108^2 \times 14,17} = 0,059 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,9695 \\ A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{78,50 \times 10^4}{0,9695 \times 108 \times 348} = 21,54 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \end{cases}$$

On adopte : $\begin{cases} 1^{er} \text{ lit} : 4T16 \\ 2^{ème} \text{ lit} : 4T16 \rightarrow A_t \text{ adoptée} = 24,12 \text{ cm}^2 \\ 3^{ème} \text{ lit} : 4T16 \end{cases}$

- **Sur appuis :**

	Rive	Intermédiaire
$M_a \text{ (t.m)}$	$= 0,35 \times M_0 = 32,32$	$= 0,5 \times M_0 = 46,18$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,024 \rightarrow 0,988$	$0,034 \rightarrow 0,983$
$A_a \text{ (cm}^2\text{)}$	8,70	12,49
$A_a \text{ adoptée (cm}^2\text{)}$	4T14 (fil) + 4T12 (chap.) = 10,68	4T16 (fil) + 4T14 (chap.) = 14,02

Tableau VIII.3 : Ferrailage de la poutre sur appuis suivant le sens transversal.

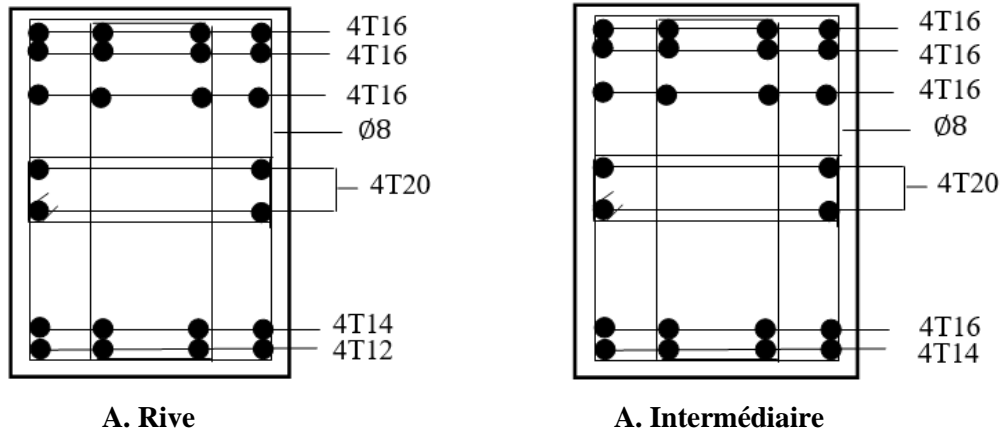


Figure VIII.8 : Ferrailage de la poutre sur appuis suivant le sens transversal.

✓ **Armatures de peau :**

Selon le BAEL 91, la hauteur de l'âme de la poutre doit être supérieure à : $2(80 - 0,1f_e) = 80 \text{ cm}$. Cette condition est vérifiée dans notre cas car $h_{pl} = 120 \text{ cm}$.

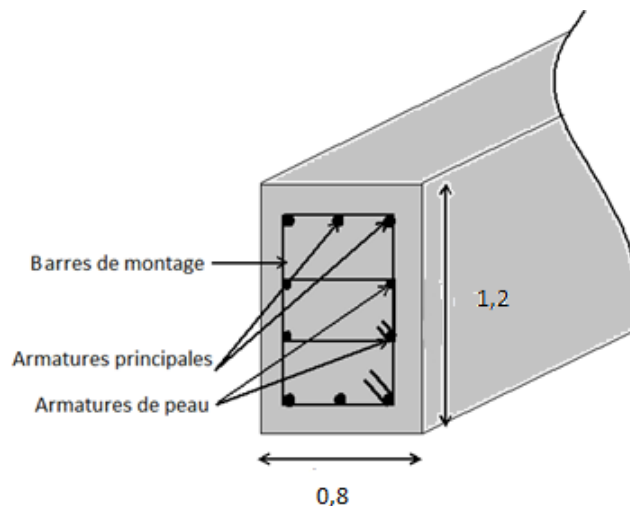


Figure VIII.9 : Schéma représentant la poutre de libage.

Comme notre poutre est de grande hauteur, 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, sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration est 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 (1,2 x 0,8) m², on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2(b_{pl} + h_{pl}) = 3 \times 2(0,8 + 1,2) = 12 \text{ cm}^2/m$$

On prend : **4T20** = 12,57 cm²

a) Contrainte de cisaillement :

$$V_u = \frac{q \times L}{2} = \frac{3,54 \times 9,2}{2} = 16,28 \text{ t}$$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16,28}{0,8 \times 1,08 \times 100} = 0,19 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée} \end{cases}$$

b) Diamètre :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h_{pl}}{35}; \phi_l; \frac{b_{pl}}{10}\right\} = \min\{34,28; 12; 80\} = 12 \text{ mm} \rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

c) Espacement :

$$S_t = \min\left\{\frac{h_{pl}}{4}; 12 \phi_l\right\} = \min\{30; 14,4\} = 14,4 \text{ cm} \rightarrow S_t = 14 \text{ cm}$$

Donc, on utilise des armatures Fe235 / **4T10** = 3,14 cm².

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_{pl}} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\} \Leftrightarrow 1,12 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée.}$$



**Conclusion générale
et perspectives**





CONCLUSION GÉNÉRALE & PERSPECTIVES

Le présent mémoire consiste à l'étude d'un hôpital situé sur le territoire d'Alger ; ce dernier est classé d'après la carte de zonage en Zone III (zone à forte sismicité) selon les classifications du RPA99/Version 2003.

Le projet étudié a été une occasion pour appliquer nos connaissances acquises durant nos cycles de formation. Aussi, cette modeste expérience nous a permis d'acquérir de nouvelles connaissances sur l'étude et les méthodes de calcul des structures, l'application des règlements tels que : RPA 99/Version 2003, BAEL 91, et la pratique de logiciels comme ETABS, Autocad, et RDM6.

Aussi, ce travail nous a permis de parcourir l'ensemble des étapes à suivre dans la conception, le calcul de résistance et le ferrailage des éléments d'un hôpital constitué de deux sous-sols, d'un RDC et trois étages. D'après l'étude qu'on a faite, 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 éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude nous a permis de doter la structure par une rigidité et une résistance afférente pour supporter les charges appliquées. De dégager les dispositions relatives aux éléments de contreventement. Aussi, nous avons déterminé les dimensions et la disposition du ferrailage nécessaire des éléments de la structure.

Perspectives :

Nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres Projets de Fin d'Etudes. Aussi, pour que le travail devient plus systématique il sera intéressant d'informatiser certaines étapes de calcul.

Comme il s'agit d'une conception relative à un hôpital, il sera judicieux de penser à des matériaux de construction et d'équipement non néfastes pour la santé des malades.



**Références
bibliographiques**





Règlements :

- H. Mellak, DTR B.C. 2.2 – Charges permanentes et charges d’exploitation, C.G.S., 1989.
- DTR B.C. 2.48 – Règles Parasismiques Algériennes 99/2003 - Modifié, C.G.S., 2003.
- DTU P 18-702 – Règles BAEL 91 révisées 99, Eyrolles, 2000.

Livres :

- H. Thonier, Conception et calcul des structures de bâtiment, Presses de l’ENPC, 1995.
- M. Belazougui, Calcul des ouvrages en béton armé, OPU, 2004.
- H. Renaud et J. Lamirault, Béton armé – Guide de calcul, Edition Foucher, 2006.

Logiciels :

- Logiciel d’analyse des structures ETABS 9.6
- WORD 2016
- EXCEL 2016
- AUTOCAD 2017
- RDM 6



Annexes



Annexe 1

Bâtiments hospitaliers	daN/m ²
Locaux d'hébergement	
Chambres	150
Circulations internes	250
Locaux médicotechniques	
Salles d'opérations, salles de plâtres, salles de travail (obstétrique)	350
Autres services: la charge (non compris les matériels spécifiques) peut être prévue, d'une façon générale égale à	250

Désignations	Charge (KN/m³)
Terrasse non-accessible	1.00
Terrasse accessible	1.50
Habitation	1.50
Bureaux	2.50
Escalier	2.50
Zone de dépôt	3.50
Parking	5.00
Boutiques	5.00

Annexe 2

5.3 Dimensions de cabine, équipement en cabine, précision d'arrêt et de nivelage

5.3.1 Dimensions de cabine

Les dimensions intérieures des cabines avec un seul accès ou deux accès opposés doivent être choisies conformément au Tableau 1 (voir aussi Introduction, Négociations).

Les dimensions de cabine doivent être mesurées entre les parois de structure de la cabine. Tout élément de décoration d'un panneau de cabine qui réduit les dimensions minimales de la cabine données par le Tableau 1, ne doit pas excéder 15 mm d'épaisseur.

Toute cabine avec des entrées contiguës doit avoir une largeur et une profondeur appropriée pour permettre à une personne en fauteuil roulant d'entrer dans la cabine et d'en sortir.

Tableau 1 — Dimensions minimales pour cabine d'ascenseur à un accès ou deux accès opposés.

Type d'ascenseur	Dimensions minimales de la cabine ^{a)}	Niveau d'accessibilité	Remarques
1	450 kg largeur cabine : 1 000 mm profondeur cabine : 1 250 mm	Cette cabine d'ascenseur peut recevoir un utilisateur en fauteuil roulant.	Le type 1 permet l'accessibilité à des personnes utilisant un fauteuil roulant manuel comme décrit dans l'EN 12183 ou un fauteuil roulant électrique de classe A décrit dans l'EN 12184.
2	630 kg largeur cabine : 1 100 mm profondeur cabine : 1 400 mm	Cette cabine d'ascenseur peut recevoir un utilisateur en fauteuil roulant et une personne d'accompagnement.	Le type 2 permet l'accessibilité à des personnes utilisant un fauteuil roulant manuel comme décrit dans l'EN 12183 ou un fauteuil roulant électrique de classe A ou B comme décrit dans l'EN 12184. Les fauteuils de classe B sont prévus pour une utilisation à l'intérieur d'un bâtiment, mais sont également capables de négocier des obstacles en extérieur.
3	1 275 kg largeur cabine : 2 000 mm profondeur cabine : 1 400 mm	Cette cabine d'ascenseur peut recevoir un utilisateur en fauteuil roulant et plusieurs autres passagers. Elle permet à un passager en fauteuil roulant de tourner dans la cabine.	Le type 3 permet l'accessibilité à des personnes utilisant un fauteuil roulant manuel comme décrit dans l'EN 12183 ou un fauteuil roulant électrique de classes A, B ou C comme décrit dans l'EN 12184. Les fauteuils roulants de classe C ne sont pas nécessairement prévus pour une utilisation à l'intérieur d'un bâtiment, mais sont capables de parcourir de longues distances et de négocier des obstacles en extérieur. Le type 3 procure un espace de rotation suffisant pour les fauteuils de classes A et B et des instruments d'aide à la marche (déambulateurs, cadres roulants, etc.)

a) La largeur de cabine est la distance horizontale entre les faces intérieures des panneaux de structure de la cabine mesurée parallèlement à la face d'entrée de la cabine.
La profondeur de cabine est la distance horizontale entre les parois de structure interne de la cabine, mesurée perpendiculairement à la largeur.

Annexe 3

Version: 1.5
Date: 03.11.2015



TECHNICAL CHARACTERISTICS

Name:	GREEN LIFT® - TML® 1600KG PASSENGER / HOSPITAL	
Short name:	GL TML 1600	
Characteristics:	hydraulic lift suitable for the transport of disable persons and hospital beds with staff	
Manufacturer:	GMV	
Lift type:	GREEN LIFT - TML	
Load:	1600 kg	
No of persons:	21	
No of stops:	2-8	
Travel:	max. 25 m	
Cabin:	TML-type	
dim. WxDxH	1400 x 2400 x 2170 mm;	
no of entrances: *	1-opening 2-opening	
finishing:	push button panel	stainless steel INOX
	panels *	laminat painted steel Polimod stainless steel INOX glass
	floor: *	PVC rubber coconut
	mirror: *	half a wall full wall
	lighting: *	fluorescent LED
Doors:	GMV-Victory	
dim. SxH	1200 x 2000 mm	
	type: *	telescopic central
	finishing: *	painted steel Polimod stainless steel INOX glass
option:	shaft doors	
	fire rated class*	EI 30 EI 60 EI 90
Shaft dimensions:		
pit:	1300 mm	
headroom:	3400 mm	
width:	2000 mm (telescopic doors) 2550 mm (central doors)	

Annexe 3

1-opening cabin depth: *	2800 mm (telescopic doors) 2750 mm (central doors)
2-opening cabin depth: *	2900 mm (telescopic doors) 2840 mm (central doors)
Cabin speed: *	0,40 - 0,50 m/s
Drive type:	hydraulic / fluitronic
Drive ratio:	1 : 2
Tank: *	T2-T3-T4
Power: *	14,7 – 22,0 kW (<i>depending on speed</i>)
Valve block: *	3010 NGV proportional
Controller:	GMV-NEOS / SEA - microprocessor
Travelling mode: *	collective down collective up/down
Machinery:	room cabinet F-type – dim. WxDxH (1000x650x2100 mm) cabinet S1-type – dim. WxDxH (1150x900x2150 mm)
Phone line: *	PSTN / GSM (a GMV delivery)
Power supply:	400V / three-phase
Application:	new and existing buildings

* - select the right option

Other information in the drawings, brochures and on the www.gmv.pl website:

- GREEN LIFT - FLUITRONIC TML 1600
- TMC CABINS .pdf

or under:

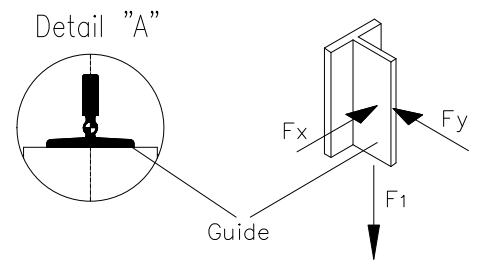
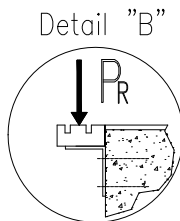
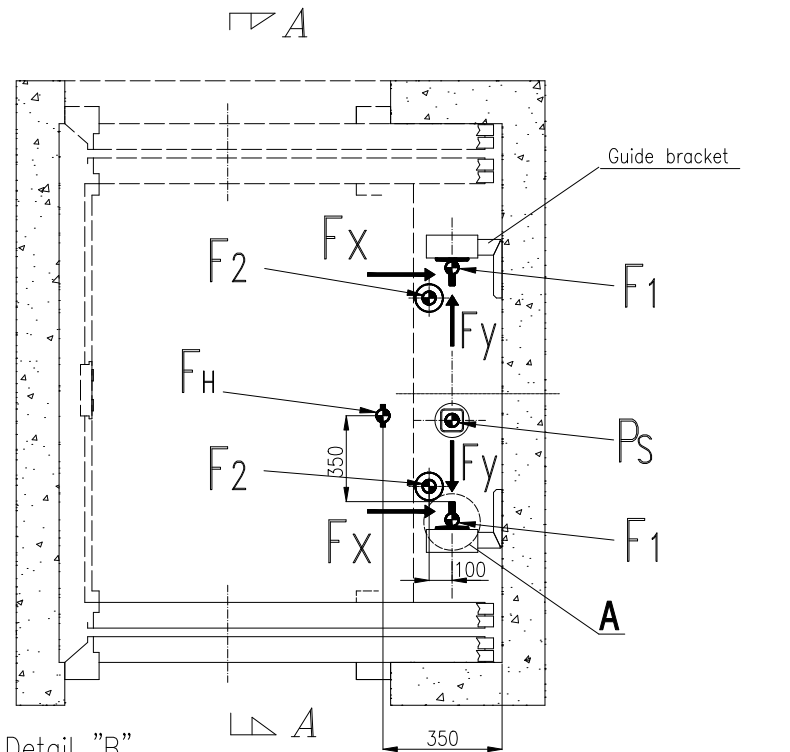
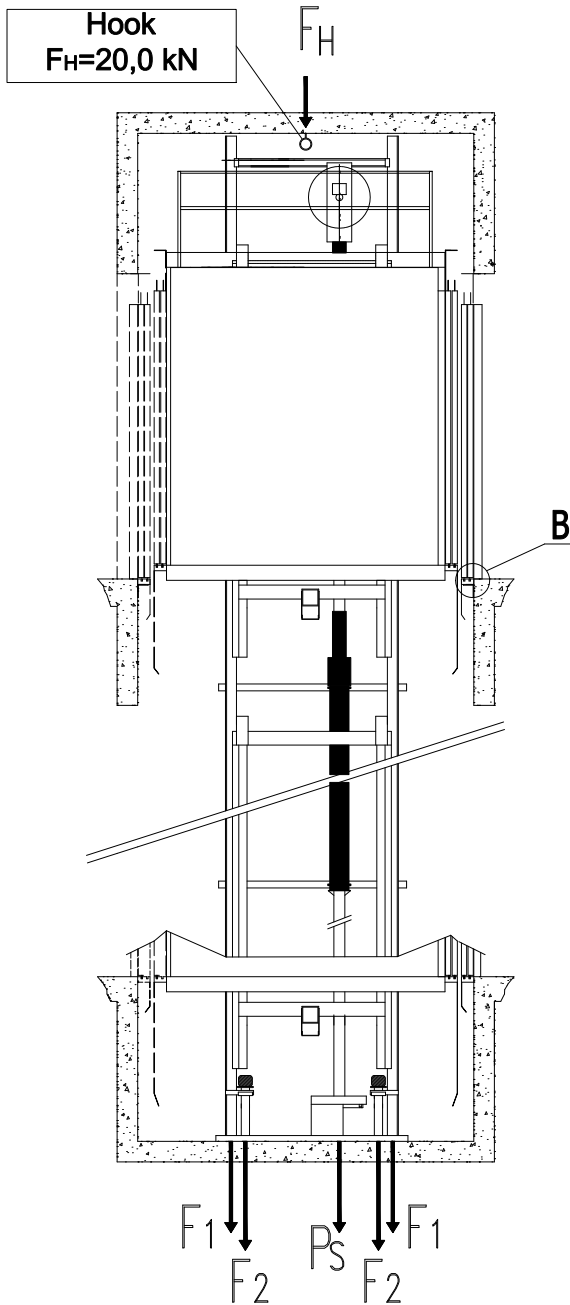
e-mail: proj@gmv.pl
phone: + 48 22 / 842 41 70

FORCES ON PIT FLOOR

Payload [kg]	F_x [kN]		F_y [kN]		Vertical force under guide F_1 [kN]		Vertical force under buffer F_2 [kN]		Vertical force under piston P_s [kN]		Emphasis on sill P_R [kN]
	1 entrance	2 entrances	1 entrance	2 entrances	1 entrance	2 entrances	1 entrance	2 entrances	1 entrance	2 entrances	
1600	13,6	14,0	7,0	5,9	47,1	48,3	14,2	14,6	64,2	65,7	6,3

SHAFT SECTION A-A ↷

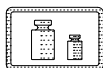
SHAFT PLAN ↷ A



- F_1 - vertical force under guide
- F_2 - vertical force under buffer
- P_s - vertical force under piston
- F_H - vertical force affecting hook
- P_R - emphasis on sill

ATTENTION:
 F_2 - static load exerted by the weight of the loaded car (vertical force under buffer) $F_2 [N] = (\text{weight of the empty car and frame} + \text{nominal load}) * 9,81$
 Pit floor under buffer pilars should move quadruple load resulting from the force F_2 (PN-EN 81-2 p:5.3.2.2)

IN ORDER TO FIND EXACT POSITION OF FORCES IN THE SHAFT USE THE DRAWINGS OF SPECIFIC LIFT



Name: CONSTRUCTION DIRECTIVES	Change	Date	Description	
Description: Forces on Pit floor GL TML 1600 kg	No. of catalogue: 4-5		No. of drawing: GMV.TML.1600.S	
	Date: 20.09.2011		Date version: 24.05.2016	
			Version: 2.4	



Annexe 4

8 x 19 seale à fils parallèles						
Diam nominal mm	Poids kg par 100m	Charge de rupture minimale (kN)				
		Double résistance			Simple résistance	
		1180/1770	1370/1770	1570/1770	1570	1770
8	29,2	38,2	40,7	43,3	40,7	45,9
9	37	48,4	51,5	54,8	51,5	58,1
10	45,7	59,7	63,6	67,6	63,6	71,7
11	55,3	72,3	76,9	81,8	76,9	86,7
12	65,8	86	91,6	97,4	91,6	103
13	77,2	101	107	114	107	121
14	89,6	117	125	133	125	141
15	103	134	143	152	143	161
16	117	153	163	173	163	184
18	148	194	206	219	206	232
19	165	216	230	244	230	259
20	183	239	254	271	254	287
22	221	289	308	327	308	347

Diam. câble (mm)	Diam. fil ext. (mm)	Poids par 100 m (kg)	Charge de rupture effective mini* (kg)
8	0,4	29	4.430
9	0,47	39	5.500
10	0,52	44	6.930
11	0,58	53	8.380
12	0,63	63	9.980
13	0,68	74	11.700
14	0,72	86	13.500
15	0,78	99	15.600
16	0,82	109	17.800
17	0,88	127	20.000
18	0,92	140	22.400
19	0,98	160	25.000

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لمستشفى يتكون من طابقين تحت الارض + طابق ارضي + ثلاثة طوابق. ويقع الهيكل في إقليم الجزائر العاصمة المصنف كمنطقة زلزالية (III) وفقا لـ RPA 99/2003.

باستخدام قواعد الحساب والتحقق من البناء بالخرسانة المسلحة، اجرينا حساب الابعاد الاولية للهيكل. ثم قمنا بحساب مفصل للعناصر الثانوية. وقد تم إجراء الدراسة الديناميكية للهيكل باستخدام البرنامج ETABS. كما حددنا أبعاد وكيفية وضع التسليح اللازم لعناصر الهيكل.

الكلمات المفتاحية: مستشفى، خرسانة مسلحة، تسليح، RPA، BAEL.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un hôpital constitué de deux sous-sols, d'un RDC et trois étages. L'ouvrage est situé dans le territoire d'Alger classé en zone sismique (III) selon le RPA 99/2003.

En utilisant les règlements de calcul et vérifications de construction en béton armé, nous avons procédé au prédimensionnement de la structure. Puis, nous avons effectué un calcul détaillé des éléments secondaires. L'étude dynamique de la structure a été réalisée par logiciel ETABS. Aussi, nous avons déterminé les dimensions et la disposition du ferrailage nécessaire des éléments de la structure.

Mots clés : Hôpital, Béton armé, Ferrailage, RPA, BAEL.

Abstract

This project presents a detailed study of a hospital consisting of two basements, one DRC and three floors. The structure is located in the territory of Algiers classified as a seismic zone (III) according to RPA 99/2003. Using the calculation regulations and reinforced concrete construction checks, we presized the structure. Then we did a detailed calculation of the secondary elements. The dynamic study of the structure was carried out by ETABS software. We also determined the dimensions and layout of the necessary scrap of the structural elements.

Keywords: Hospital, Reinforced concrete, Reinforcement, RPA, BAEL.