



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

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

Spécialité : Génie Civil

Option : Structure

Présenté par :

SAADAoui Nourelhouda

SEDDOUR Ranya

Sujet du mémoire

**Etude d'un bâtiment en béton armé (deux sous-sol,
RDC+10 étages)
A usage d'habitation**

Mr, KLOUCH .I

President

Mr,BENYAMINA.

Examineur

Mr,MIMOUNI.

Examineur

Mr.ABADA.

Examineur

سَمِعْتُ رَسُولَ اللَّهِ صَلَّى اللَّهُ عَلَيْهِ وَسَلَّمَ يَقُولُ

Remerciement

Après avoir rendu grâce à **Allah le Tout Puissant** Le Tout-Miséricordieux de nous

Avoir donné la force nécessaire et le courage d'accomplir ce travail ainsi que tout au Long de notre étude.

Nous tenons à remercier les personnes qui, de près ou de loin ont participé à L'élaboration de ce mémoire, à commencer par :

- ❖ Notre encadrant **Mr.KLOUCH IBRAHIM** pour son soutien, son amabilité, son enthousiasme et sa présence dans les moments difficiles et de doute ;
- ❖ Les membres du jury à savoir **Mr.Mimouni** et **Mr. Abada**
- ❖ **Mr.Benyamina** qui nous ont donné les moyens de Comprendre le projet et de le concevoir efficacement pour leurs disponibilités leurs aides leurs conseils et encouragements.

Nous remercions très vivement tous nos professeurs, nos promotionnaires, Amie (s) et tous nos proches qui ont contribués à la réalisation de ce projet

Dédicaces

Au nom de dieu Allah

Avec toute ma reconnaissance Je dédie ce modeste travail :

Mes parentes ;

Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour Dont ils ne cessent de me combler. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie- mes sœurset à Mes frères .

*Celui que j'aime beaucoup et qui m'a soutenue tout au long de ce projet : **MAMAN***

- toute ma famille ma nièce et mes neveux, Et mon ami malak et

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

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail aux personnes qui sont chères à mon cœur :

Mon père Seddour Mohammed, ma mère pour tout leur amour

Inconditionnel leur soutien leur présence leurs sacrifices, leurs prières sans qui, je ne serais pas là où j'en suis maintenant

- A mes sœurs Aicha, Amel.
- A mes frères Abdelkader, Arbi et Bachir
- Mon binôme Saadaoui Nourelhouda

A toute ma Famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية وتجارية تتألف من طابقين تحت الارض+ طابق ارضي+ 10 طوابق بولاية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم (IIa) حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (BAEL91 modifié99،RPA99V2003)

تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء و هم:

.الجزء الأول: يبدأ بالوصف العام للمشروع، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة لها مع عرض لخصائص المواد و حمولة كل عنصر.

.الجزء الثاني: يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبناية.

.الجزء الثالث : يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة الحاسوب.

.الجزء الرابع و الأخير: يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية(الأعمدة، الروافد،الجدران المسلحة و الأساسات)

الكلمات المفتاحية:

العمارة، الخرسانة المسلحة،ETABS، BAEL91 modifié 99، RPA99V2003

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment a usage d'habitation et commercial constitué de deux sous-sol et d'un Rez-de-chaussée plus (10) étages, implanté à la wilaya de Oran . Cette région est classée en zone sismique (IIa) selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin, l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ETABS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study of a building used for residential and commercial consists of two basement and a ground floor addition (10) floors, located in wilaya of Oran. This region is classified as seismic zone(IIa)according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load. The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software ETABS to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

Key words: Building. Reinforced concrete ETABS, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

SOMMAIRE

Introduction générale

CHAPITRE I : Généralités et hypothèses de calcul.

I.1 Introduction :	01
I.2 Présentation de l'ouvrage :	01
I.2.1 Caractéristiques géométriques :.....	01
I.2.2 Ossature et système constructif pris :	02
I.2.3 Caractéristiques géotechniques du sol :.....	03
I.3 Caractéristiques mécanique des matériaux :	03
I.3.1 Le béton :.....	03
I.3.1.1 Résistance mécanique :.....	04
I.3.1.2 Déformation et contraintes de calcul :	05
I.3.1.3 Contrainte admissible de cisaillement :	07
I.3.1.4 Modules de déformation longitudinale du béton :	07
I.3.1.5 Module de déformation transversale :.....	07
I.3.2 Les Aciers :	08
I.3.2.1 Diagramme déformation - contrainte :.....	08
I.3.2.2 Contraintes limites de traction des armatures :	09
I.4 Hypothèse de calcul :	09
I.4.1 E.L.U.R :.....	09
I.4.1.1 Hypothèses de calcul :	09
I.4.1.2 Règles des trois pivots :	10
I.4.2 E.L.S :	10
I.4.2.1 Hypothèses de calcul :	10
I.4.2.2 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :.....	11

CHAPITRE II: Pré dimensionnement des éléments de la structure.

II.1 Pré dimensionnement des planchers :	12
II.1.1 Détermination de l'épaisseur des planchers :	12
II.1.2 Descente de charges des planchers :	13
II.2 Pré dimensionnement des poutres :	14
II.2.1 Sens longitudinal :	15
II.2.2 Sens transversal :	15
II.3 Pré dimensionnement des poteaux :	16
II.3.1 Pré dimensionnement des poteaux de type 1 :	17
II.3.1.1 Calcul de l'effort normal (NU) sollicitant les poteaux :	17
II.3.1.2 Détermination de la section du Poteau (a X b) :	19
II.4 Pré dimensionnement des voiles :	20
II.5 Tableau récapitulatif :	21

CHAPITRE III: Ferrailage des éléments non porteurs.

III.1 Acrotère :	22
III.1.1 Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :	22
III.1.2 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :	23
III.1.3 Calcul du ferrailage (E.L.U.) :	23
III.1.3.1 Vérification de l'existence des armatures comprimée A' :	24
III.1.3.2 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section Rectangulaire.....	24
III.1.4 Vérification des contraintes (E.L.S.) :	24
III.1.4.1 Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :	23
III.1.4.2 Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :	25
III.1.4.3 Contrainte de cisaillement :	25
III.1.4.4 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :	25
III.2 Balcon :	26
III.2.1 Etude des charges et des sollicitations :	27
III.2.1.1 Calcul de la charge concentrée : III.2.1.2 Ferrailage :	27
III.2.1.3 Vérifications :	29

III.2.1.4 Schéma du ferrailage :	32
III.3 La cage d'ascenseur :	32
III.3.1 Calcul du poids des composants de l'ascenseur :	33
III.3.2 Calcul de la charge total qu :	34
III.3.2.1 Calcul de la charge de rupture :	34
III.3.2.2 Calcul des poids des câbles :	35
III.3.2.3 Vérification de Cr :	35
III.3.2.4 Calcul de la charge permanente total G :	35
III.3.3 Vérification de la dalle au poinçonnement :	36
III.3.4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :	37
III.3.5 Calcul du ferrailage de la dalle :	39
III.3.6 Vérification à l'E.L.S :	42
III.3.7 Vérification des contraintes dans le béton :	43
III.3.8 Disposition du ferrailage :	44
III.3.9 Voile de la cage d'ascenseur :	46
III.4 Les escaliers :	46
III.4.1 Dimensions des escaliers :	47
III.4.2 Etude d'un escalier à deux volets :	48
III.4.3 Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :	49
III.4.4 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :	50
III.4.5 Ferrailage de l'escalier :	52
III.4.6 Les vérifications :	55
III.4.6.1 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :	56
III.4.6.2 Vérification de la flèche :	58
III.4.7. Etude de la poutre palière :	59
III.4.7.1. Dimensionnement :	59
III.4.7.2. Charges supportées par la poutre :	59
III.4.7.3. Calcul des sollicitations à l'E.L.U :	60
III.4.7.4. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :	60
III.4.7.5. Les vérifications :	60
III.4.7.6. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :	61
III.4.7.7. Ferrailage des armatures transversales :	62
III.4.7.8. Vérification de la section des armatures minimales :	63

CHAPITER IV: Calcul des planchers.

IV.1 Introduction :	64
IV.2 Calcul du plancher à corps creux :	64
IV.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles :	64
IV.2.2 Méthode de calcul des poutrelles :	65
IV.2.2.1 Méthode forfaitaire :	65
IV.2.2.3 Méthode des trois moments :	68
IV.2.3 Calcul des poutrelles des planchers des étages courants :	70
IV.2.3 Etude des poutrelles :	70
IV.2.5 Calcul des poutrelles du plancher terrasse :	74
IV 4.5 Ferrailage de la poutrelle.....	78
IV.3 Calcul du plancher à dalle pleine	85
IV.5.1 Méthode de calcul.....	86
IV.5.2 Evaluation des charges	86
IV.5.3 Calcul du ferrailage	86

CHAPITRE V: L'étude sismique du bâtiment.

V.1 INTRODUCTION :	90
V.2 PRESENTATION DU LOGICIEL ETABS :	90
V.3 METHODE DE CALCUL :	90
V.4 METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE :	91
V.4.1 Principe de la méthode.....	91
V.4.2 Spectre de réponse de calcul :	91
V. 4.3 Nombre de mode à considérer :	91
V.5 CALCUL SISMIQUE :	92
V.5.1 DEFINITION DES MASSES :	92
V.5.2 CALCUL DES COEFFICIENTS DE PARTICIPATION MODALE :	92
V.6 CALCUL DE L'EFFORT SISMIQUE A LA BASE :	93
V.6.1 Principe de la méthode équivalente statique:	93
V. 6.2 Calcul de la force sismique totale :	93
V.7 CALCUL DES DEPLACEMENTS :	98

CHAPITRE VI: Ferrailage des portiques.

VI.1 Introduction :	100
VI.1.1 Les combinaisons de calcul :	100
VI.2 Ferrailage des poutres :	100
VI.2.1 Méthode de calcul :	100
VI.2.2 Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :	101
VI.2.3 Exemple de calcul :	101
VI.2.3.1 Ferrailage d'une poutre :	101
VI.2.3.2 Vérification du ferrailage de la poutre :	107
VI.3 Ferrailage des poteaux :	107
VI.3.1 Exemple de calcul :	108
VI.3.1.1 Les sollicitations défavorables :	108
VI.3.1.2 Calcul d'un poteau :	109
VI.3.1.3 Vérifications de la contrainte de cisaillement :	110
VI.3.1.4 Calcul des armatures transversales :	111

CHAPITRE VII: Calcul et ferrailage des voiles.

VII.1 Introduction :	114
VII.2 Le système de contreventement :	114
VII.3 Le principe de calcul :	115
VII.4 Ferrailage des voiles :	117
VII.5 Vérification à l'ELS :	118
VII.6 Disposition des armatures :	118
VII.6.1 Armatures verticales :	118
VII.6.2 Armatures horizontales :	119
VII.6.3 Armatures transversales :	119

CHAPITRE VIII: Etude de l'infrastructure.

VIII.1 Introduction :	115
VIII.2 Le voile périphérique :	115
VIII.2.2 Calcul des charges :	115
VIII.2.3 Calcul des sollicitations :	116
VIII.2.4 Calcul du ferrailage :	116
VIII.2.5 Les vérifications :	117
VIII.3 Etude des fondations :	119
VIII.3.1 Choix du type de fondations :	119
VIII.3.1.1 Vérification du chevauchement :	120
VIII.3.2 Définition du radier :	120
VIII.3.3 Pré dimensionnement du radier :	121
VIII.3.4 Ferrailage du radier :	123
VIII.3.4.1 Méthode de calcul :	123
VIII.3.4.2 Evaluation des charges :	124
VIII.3.4.3 Calcul du ferrailage :	124
VIII.3.4.4 Ferrailage des poutres de libages :	125
VIII.3.4.5 Les armatures de peau :	126

CONCLUSION

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Généralités et hypothèses de calcul.

Tableau I.1 : Résistance f_{cj} du béton à 7, 14 et 90 jours	5
Tableau I.2 : Les déformations limitent du pivot	10

CHAPITRE II: Pré dimensionnement des éléments de la structure.

Tableau II.1 : Dégression en fonction du nombre d'étage	18
Tableau II.2 : Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles	21

CHAPITRE III: Ferrailage des éléments non porteurs.

Tableau III.1 : Poids des composants de l'ascenseur	34
Tableau III.2 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U)	38
Tableau III.3 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S)	42

CHAPITRE IV: Calcul des planchers.

Tableau IV.1 : Combinaison des charges	65
Tableau IV.2 : Les sollicitations que subit la poutrelle	73
Tableau IV.3 : Récapitulatif des résultats trouvés du plancher terrasse	77
Tableau IV.4 : Résumé de ferrailage des poutrelles	80
Tableau IV.6 : Les moments fléchissant suivant les deux sens	87

CHAPITRE V: L'étude sismique du bâtiment.

Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone	94
Tableau V.2 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité	94
Tableau V.3 : Coefficient de pondération	95
Tableau V.4 : Périodes associées à la catégorie de site	95
Tableau V.5 : Pourcentage d'amortissement critique	96
Tableau V.6 : les valeurs de la période pour chaque mode (Tiré du l'ETABS)	97
Tableau V.7 : déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens, longitudinal et transversal	98

CHAPITRE VI: Ferrailage des portiques.

Tableau VI.1 : récapitulatif du ferrailage des différents niveaux	101
Tableau VI.2 : Armatures minimales pour les poteaux.....	103
Tableau VI.3 : Sollicitations du premier genre.	104
Tableau VI.4 : Sollicitations du deuxième genre.	104
Tableau VI.5 : Ferrailage des poteaux	105

CHAPITRE VII: Calcul et ferrailage des voiles.

CHAPITRE VIII: Etude de l'infrastructure.

Tableau VIII.1 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens.....	129
Tableau VIII.2 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinale.....	132
Tableau VIII. 3 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.....	133

Liste des figures

CHAPITRE I : Généralités et hypothèses de calcul.

Figure I. 1 : Vue en plan de la structure	2
Figure I. 2 : Diagramme parabole – rectangle.....	6
Figure I.3 : Diagramme rectangulaire	6
Figure I.4 : Diagramme de déformation – contraintes	8
Figure I.5 : Diagramme des déformations limitées de la section. - Règles des trois pivots -	10

CHAPITRE II: Pré dimensionnement des éléments de la structure.

Figure II.1 : Plancher à corps creux	12
Figure II.2 : Coupe d'un plancher à corps creux.....	14
Figure II.3 : La section la plus sollicitée du poteau rectangulaire.....	16
Figure II.4 : schéma du voile.....	20

CHAPITRE III: Ferrailage des éléments non porteurs.

Figure III.1 : Acrotère en béton armé.....	22
Figure III.2 : Dimensions de l'acrotère	23
Figure III.3 : Ferrailage de l'acrotère	26
Figure III.4 : Schéma statique montrant les charges que subit le balcon.	28
Figure III.5 : Ferrailage du balcon	32
Figure III.6 : Schéma d'un ascenseur.....	33
Figure III.7 : Répartition des charges.....	37
Figure III.8 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle	38
Figure III.9 : Dessin montrant la concentration des charges.....	38
Figure III.10 : Moments de la dalle.....	38
Figure III.11 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur	45
Figure III.12 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur	46
Figure III.13 : Coupe descriptive d'un escalier.....	47
Figure III.14 : Vue en plan de l'escalier type 01.....	47
Figure III.15 : Schéma statique de la volée +le palier.....	50
Figure III.16 : Shéma statique de la volée et le volée et le palier	50

Figure III.17: Diagramme des moments fléchissant et effort tranchants de l'escalier	51
Figure III.18 : Vue en plan de l'escalier type 02.....	53
Figure III 19 : Schéma de ferrailage des escaliers.....	59
Figure III 20 : Ferrailage de la poutre palière.....	63

CHAPITER IV: Calcul des planchers.

Figure IV.1 : Principe de calcul des moments	65
Figure IV.2 : Schémas explicatifs (méthode forfaitaire).....	66
Figure IV.3 : Principe de calcul de l'effort tranchant	67
Figure IV. 4 : valeurs admissibles (travée intermédiaire)	67
Figure IV.5 : valeurs admissibles (travée de rive.....	68
Figure IV.6 : Schéma expliquant la méthode des trois moments (1)	68
Figure IV.7 : Schéma expliquant la méthode des trois moments (2)	69
Figure IV.8 : Schéma expliquant la méthode des trois moments (3)	69
Figure IV.9 : Schéma statique des poutrelles	71
Figure. IV.10: Les coefficients forfaitaires de la poutrelle	74
Figure IV.11 : Géométrie de la poutrelle	78
Figure IV.12 : C.d.G de la poutrelle.....	81
Figure IV.13 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables	82
Figure IV.14 : Schéma de la bielle d'about.....	83
Figure IV.15 : ferrailage des poutrelles	86
Figure IV.20 : ferrailage dalle plein	89

CHAPITRE V: L'étude sismique du bâtiment.

CHAPITRE VI: Ferrailage des portiques.

Figure VI.1 : dessin de ferrailage des sections des poutres principales	106
Figure VI.2 : dessin de ferrailage des sections des poutres secondaire	107
Figure VI.3 : La zone nodale.....	112
Figure VI.4 : dessin de ferrailage des poteaux.....	106

CHAPITRE VII: Calcul et ferrailage des voiles.

Figure VII.1 : Schéma du voile + poteaux	117
Figure VII.2 : La disposition des armatures verticales dans les voiles	119
Figure VII.3 : La disposition du ferrailage du voile.....	119

CHAPITRE VIII: Etude de l'infrastructure.

Figure VIII.1 : Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique	121
Figure VIII.2 : Ferrailage du radier	131
Figure VIII.3 : Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture	131
Figure VIII.4: Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture	132
Figure VIII.5 : Schéma représentant la poutre de libage.....	134
Figure VIII.6 : Ferrailage des poutres de libages	135

Notations

G : Action permanente

Q : Action d'exploitation

E : Action accidentelle

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'acier

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement

σ_{bc} : Contrainte du béton

σ_{st} : Contrainte d'acier

τ_u : Contrainte de cisaillement

f_{bc} : Contrainte de calcul

f_{cj} : Résistance à la compression

f_{tj} : Résistance à la traction

f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours

A_{st} : Section d'armature

A_r : Armature de répartition

γ_b : Coefficient de sécurité béton

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier

θ : Coefficient d'application

η : Facteur de correction d'amortissement

I_x, I_y : Moment d'inertie

i_x, i_y : Rayon de giration

μ_u : Moment ultime réduit

α : Position relative de la fibre neutre

z : Bras de levier

d : Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre

C_p : Facteur de force horizontal

B_r : Section réduite

M : Moment fléchissant

T : Effort tranchant

N : Effort normal

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique

R : Coefficient de comportement global de la structure

Q : Facteur de qualité

W : Poids total de la structure

V : Force sismique total

W_i : Poids sismique au niveau « i »

C_T : Coefficient de période

B : Coefficient de pondération

Introduction

Notre projet consiste à réaliser d'un l'étude d'un bâtiment en béton armé composé d'un rez-de-chaussée plus 10 étages à usage d'habitation qui sera implanté dans la wilaya d'Oran, notre site est classée en zone sismique ill. sur la carte sismique établi par l'RPA version 2003 (règlement parasismique Algérien).

Touts les calculs de notre projet sont entrepris conformément aux BAEL91 ,RPA99.....

Dans le cadre de ce projet en a entamée les chapitre suivant

Dans les chapitreI ; chapitre II ; présentation du projet et le redimensionnement des éléments structuraux quel sont les plancher la poutre, les poteaux et les voiles ;

Premièrementle plancher ;

Le redimensionnement doit respecter la condition de la fléché

Deuxièmentla poutre ;

Le redimensionnement doit respecter la condition de la fléché et la condition imposée par RPA

Pour les poteaux leur redimensionnement est dicté en respectant les trois critères suivant ;

-critères de résistance

-condition impose par l'ARPA99

-critères stabilité de forme

Le 3^{eme} chapitre : étude de l'élément indépendant :

- L'acrotère

- Les balcons

- L'ascenseur

- Les escaliers

Le 4^{ème} chapitre traite le calcul des planchers qui sont des éléments plan horizontaux destinés à limiter les étages et à supporter les charges permanentes et variables.

Le 5^{ème} chapitre étudie la sismique et la modalisation de la structure selon la règle de RAP99 VERSION 2003 et en utilisant les étapes pour la modalisation

Le 6^{ème} chapitre traite le ferraillement des portiques. Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

Le 7^{ème} chapitre : calcul et ferraillement des voiles

Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

Le 8^{ème} chapitre : étude de l'infrastructure

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

Méthodologie

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme Régulière à usage courant constituer d'un sous-sol rez- de- chaussée +10étage, implanté dans la wilaya d'Oran cette étude se compose de quatre parties.

-la première partie : c'est la description général du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, ensuit le pré dimensionnement de la structure et enfin la le pré dimensionnement la structure et enfin la descente de charge.

-la deuxième partie : à été consacrée aux éléments secondaires (l'escalierpoutrelles, dalles pleines et l'acrotère)l'étude dynamique de la structure à été entamée dans la

-Troisièmes partie par SAP 2000 afin de déterminer la différente sollicitation dueaux chargements (charge permanente, exploitation et charge sismique)

La dernière partie : comprend de ferrailage des sismique

-la dernière partie : comprend le ferrailage des différents éléments résistance de la structure (fondation, poteaux, poutre).

Ceci, en tenant comptedes recommandations du BAEL91, modifiée 99et des règlements parasismique algériennes RPA99/2003 mot clés : bâtiment, béton, SAP2000, RPA99/2003 ? BAEL91

Plan de travail

CHAPITRE I :

Hypothèse de calcul

Ce projet consiste à l'étudier d'un bâtiment (R+10) étage en béton armé, ce bâtiment est implanté Oran zone sismique IIad'après RPA 11 version 3002

Lastabilité au bâtiment est assurée par un système

Mixte de portique auto stable et

Viol en béton armée dans les deux sens.

CHAPITRE II :

Pré dimensionnement de l'élément structural de la structure

On va voir dans ce chapitre le pré dimensionnée de l'élément de la structure : les plancher poutres, poteaux et voile ces éléments doivent résister à la déférente sollicitation :

-sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges d'exploitation

-sollicitation horizontales concernant le cas du séisme, le calcul de redimensionnement de tous les élément de l'ossature ce fait par des règles en vigueur RPA 99,CBA93 et BAEL 91

CHAPITRE III :

Etude des plancher les plancher sont des aires, généralement horizontale qui supportes les charges verticales associée a un système de poutre formant des nervures (poutrelles), ils sont composées de corps creux de 16cm , une dalles de compression 4 cm

Pour déterminer des moments fléchissant et les efforts tranchant il ya trois

Méthode de calcul :

-Méthode forfaitaire

-Méthode RDM (trois moment)

-Méthode Caquot

Verticalement associée a un système de poutre formant des nervures (poutrelles) , ils sont composée de corps creux de 16 cm , une dalles de compression 4 cm

Pour déterminer des moments fléchissant et les efforttranchant il ya trois méthodes calcul ;

-Méthode forfaitaire

-Méthode RDM (trois moment)

-Méthode Caquot

Le calcule dans notre projet ce fait par la Méthode forfaitaire BAEL91 [3]

CHAPITRE IV :

Etude de l'élément non structural dans ce chapitre on va étudier les éléments non structuraux

-l'acrotère

-l'escalier

-les balcons

CHAPITRE V :

Etude sismique

Le séisme est un phénomène naturel qui provoque des secousses qui se propagent sous formed'onde qui à leur tour engendrent un mouvement du sol.

CHAPITRE VI :

Etude de la fondation

Les fondation d'un construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol au quel elles la transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielles de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble .une fondation sert à :

-types d'ouvrage construire

-réaliser l'encastrement de la structure

-la bonne répartition des charges

Transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. une fondation sert à :

-Type de ouvrage construire.

-réaliser l'encastrement de la structure.

-la bonne répartition des charges.

-limiter les tassements du sol.

-la raison économique.

-la facilité de réalisation.

**GÉNÉRALITÉS ET
HYPOTHÈSES DE CALCUL**

I.1 Introduction :

Le présent Projet du mémoire de Fin d'Etude consiste à l'étude technique d'un bâtiment en béton armé R+10 avec 02 sous-sol qui sont utilisés comme un Parking des véhicules, le rez-de-chaussée jusqu'à 10^{ème} étage sont à usage d'habitation. La structure du présent bâtiment est contreventée par un système mixte (murs 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.

Le présent mémoire est structuré de la sorte :

- Etude des charges et du pré dimensionnement des éléments horizontaux (planchers et poutres) et des éléments verticaux (poteaux et murs voiles) ;
- Calcul détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, balcons, escaliers et cage d'ascenseur) ;
- Etude de la rigidité, de la résistance face au séisme ;
- Calcul des éléments structuraux ;
- Etude des différents éléments qui composent l'infrastructure.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

La présente étude porte sur le calcul de résistance des éléments d'une tour de dix (10) niveaux en béton armé et à usage d'habitation située à ORAN, qui est classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa), groupe d'usage 2 d'après le règlement parasismique Algérien (RPA 99 modifié 2003).

I.2.1 Caractéristiques géométriques :

a) Géométrie du bâtiment :

Hauteur totale du bâtiment.....	H=39,9 m
Hauteur de 1 ^{er} sous-sol :.....	$h_{ss} = 2,44$ m
Hauteur de 2 ^{ème} sous-sol	$h_{ss} = 2,44$ m
Hauteur du RDC.....	$h_{RDC} = 3,11$ m
Hauteur des étages courants (1 ^{ème} – 10 ^{ème}):	$h_{Etg} = 3,11$ m
Longueur en plan :.....	$L_{x-x} = 24,3$ m
Largeur en plan :.....	$L_{y-y} = 19,2$ m

b) La régularité de la structure :

D'après le RPA 99/2003 (3.5.1.b), la structure présente une régularité en élévation.

Pour la régularité en plan (3.5.1.a) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e_x}{L_x} = \frac{11,75}{24,3} = 0,48 < 0,25 \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{e_y}{L_y} = \frac{4,10}{19,2} = 0,21 < 0,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ 0,25 < \frac{L_x}{L_y} = 1,27 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Une des conditions n'est pas vérifiée, donc la structure est irrégulière en plan.

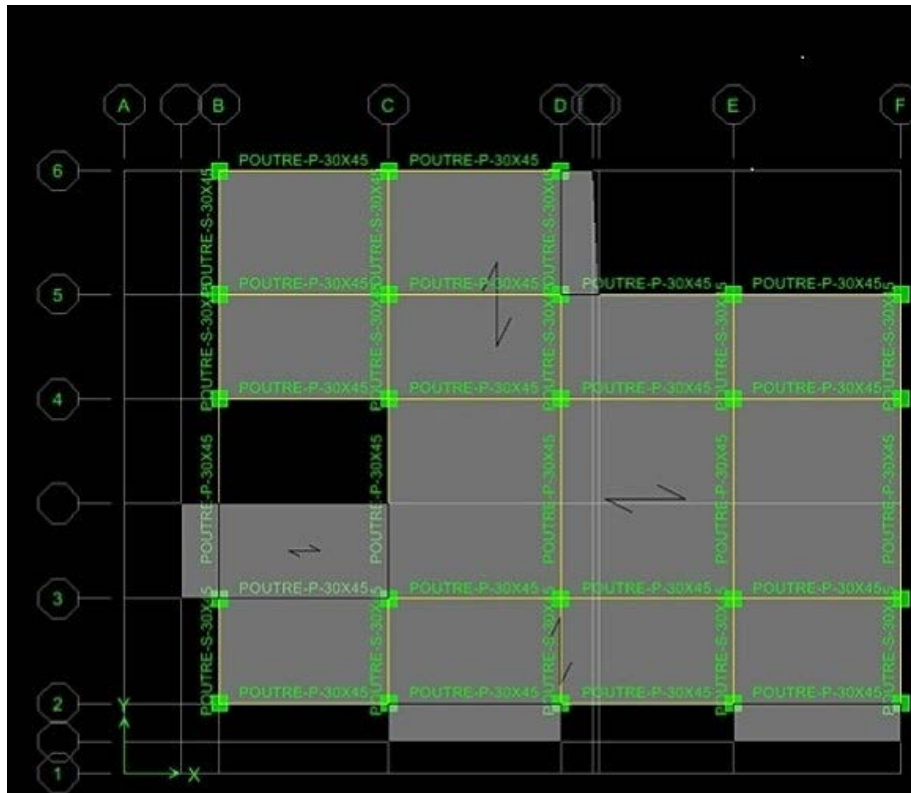


Figure I. 1 : Vue en plan de la structure.

I.2.2 Ossature et système constructif pris :

Ossature : la stabilité de la structure est assurée par un système structurel mixte en béton armé (portiques et murs voile).

Planchers : les planchers adoptés pour le bâtiment sont des planchers à corps creux.

Escaliers : les escaliers sont deux types ; le premier escalier console assurant l'accès aux 02 s/sol tandis que le deuxième qui est composé du palier + une paillasse, formant ainsi un escalier à 2 volées, accède aux étages courants.

Maçonnerie : les murs extérieurs sont réalisés en double cloison de briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm, quantaux cloisons de séparations, elles sont réalisées en simple cloisons de 10 cm d'épaisseur.

Cage d'ascenseur : l'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il se constitue principalement de la cabine et de sa machinerie, elles sont confinées dans un noyau ouvert nommé cage d'ascenseur.

Revêtement : enduit en plâtre pour les plafonds, enduit en ciment pour les locaux humides (WC, S.D.B. et cuisine) ainsi qu'aux murs extérieurs et intérieurs, un revêtement en carrelage pour les planchers et une étanchéité multicouche (pour l'imperméabilité et l'isolation thermique) sur le plancher terrasse.

Isolation : l'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher ainsi que par le vide d'air entre les deux cloisons extérieures.

L'isolation thermique est assurée par les couches d'isolant (polystyrène) pour les planchers terrasse ainsi que par le vide d'air entre les deux cloisons extérieures.

I.2.3 Caractéristiques géotechniques du sol : selon le rapport géotechnique,

Le sol d'assise présente les propriétés suivantes :

- La contrainte du sol est : $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars pour un ancrage $D = 4.88$ m ;
- Le poids spécifique du sol : $\gamma = 1,7$ t/m³ ;
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$;
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent) ;
- Le site est de nature meuble donc classé selon le RPA de type S_3

I.3 Caractéristiques mécanique des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé B.A.E.L 91/1999, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.3.1 Le béton :

Le béton est un terme générique qui désigne un matériau composé par du ciment, des granulats (sable et gravier ou gravillon) et de l'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en injectant de l'acier dans du béton disposé de manière à résister aux efforts de traction.

La composition d'un mètre cube (1 m³) de béton ordinaire est de :

- 350 kg de ciment (CPA 325) ;
- 400 l de sable ($d_g \leq 5$ mm) ;
- 800 l de gravillon ($d_g \leq 25$ mm) ;
- 175 l d'eau de gâchage.

La préparation du béton se fait mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton. La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte quatre opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal ;
- La mise en place des armatures dans le coffrage ;
- Le coulage du béton dans le coffrage ;
- Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont:

Economie: le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

Souplesse des formes: elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes sortes de formes.

Résistance aux agents atmosphériques: elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

Son poids volumique est : $\begin{cases} \text{Béton armé} : \gamma_b = 25 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Béton non armé} : \gamma_b = 22 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$

I.3.1.1 Résistance mécanique :

a) Résistance caractéristique à la compression :

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

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

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

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

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

Tableau I.1 : Résistance f_{cj} du béton à 7, 14 et 90 jours.

$f_{c28}(MPa)$	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

b) Résistance caractéristique à la traction :

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

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

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:

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.

c.2) Etat limite de service:

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

I.3.1.2 Déformation et contraintes de calcul :

a) Etat limite de résistance :

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

a.1) Diagramme parabole – rectangle :

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

σ_{bc} : La contrainte de compression du béton

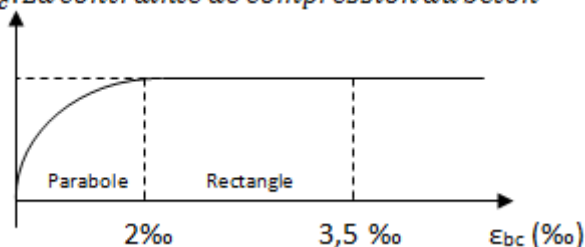


Figure I. 2 : Diagramme parabole – rectangle.

La contrainte du béton comprimé :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\Phi \times \gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14,17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas général} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas des combinaisons accidentelles} \end{array} \right.$$

Avec:

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression ;

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

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

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

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

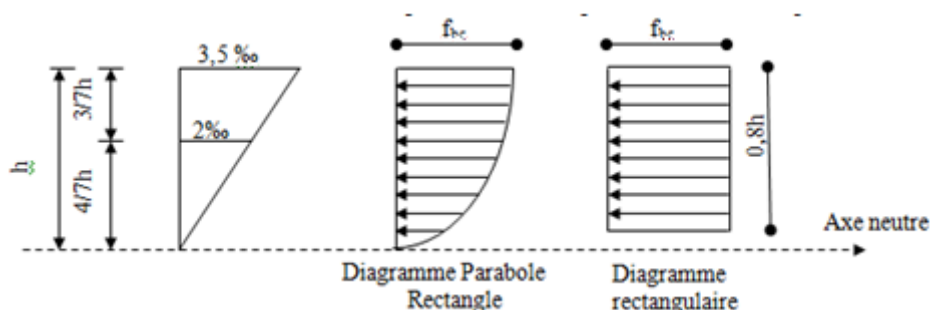
b) Etat limite de service :

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

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

b.1) Diagramme rectangulaire :

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

**Figure I.3 :** Diagramme rectangulaire.

I.3.1.3 Contrainte admissible de cisaillement:

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa}\right); \text{ Pour une fissuration peu préjudiciable}; \\ \tau_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa}\right); \text{ Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

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

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

$$\begin{aligned} \tau_u &= \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,50}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5; 4 \text{ MPa}) \\ &= 2,5 \text{ MPa}; \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable} \end{aligned}$$

I.3.1.4 Modules de déformation longitudinale du béton :

a) Module de déformation instantanée :

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

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

b) Module de déformation différée :

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

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.3.1.5 Module de déformation transversale :

Coefficient de poisson:

Le coefficient de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué. La valeur de ce module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

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

Où : ν est le coefficient de poisson

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

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

I.3.2 Les Aciers :

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

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

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

I.3.2.1 Diagramme déformation - contrainte :

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

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

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

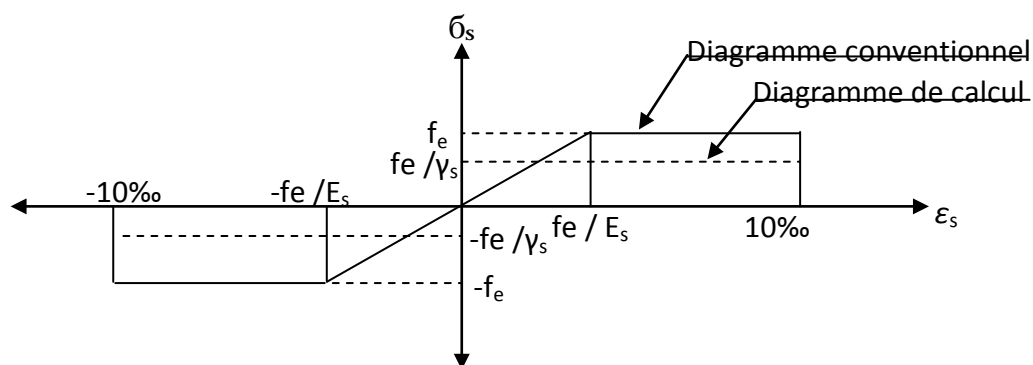


Figure I.4 : Diagramme de déformation – contraintes.

I.3.2.2 Contraintes limites de traction des armatures :

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

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

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

η : Coefficient de fissuration ;

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

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

f_e : Limite d'élasticité des aciers.

I.4 Hypothèse de calcul:

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

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

I.4.1 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 aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I.4.1.1 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

$$\text{à:} \begin{cases} \varepsilon_{bc} = 3,5\% \rightarrow \text{Flexion simple et composée} \\ \varepsilon_{bc} = 2\% \rightarrow \text{Compression simple} \end{cases}$$

- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_s = 10\%$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour:
Le béton en compression ; L'acier en traction et en compression.

I.4.1.2 Règles des trois pivots :

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

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

Tableau I.2 : Les déformations limitent du pivot.

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

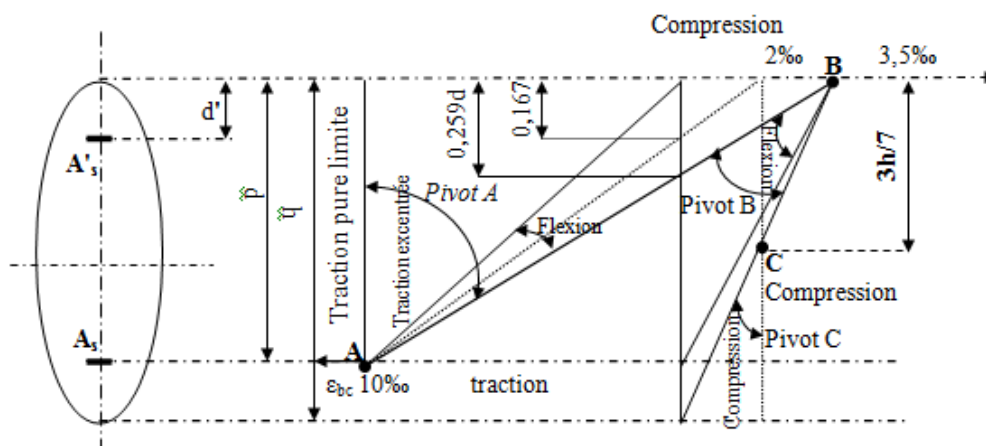


Figure I.5 : Diagramme des déformations limitées de la section.

- Règles des trois pivots -

I.4.2 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.4.2.1 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.

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

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

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

I.4.2.2 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

•Etat limite ultime :

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

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

• Etat limite de service :

Combinaison d'action : G+Q

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

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

**PRE DIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS DE LA STRUCTURE**

II.1 Pré dimensionnement des planchers :

II.1.1 Détermination de l'épaisseur des planchers :

Epaisseur du plancher à corps creux :

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

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

L : La portée maximale entre nus d'appuis ;

h_t : Hauteur totale du plancher.

Vu la portée importante des poutres au milieu du même plancher on a adopté deux hauteurs différentes

- **Première catégorie**

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{395}{22,5} = 17,55 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

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

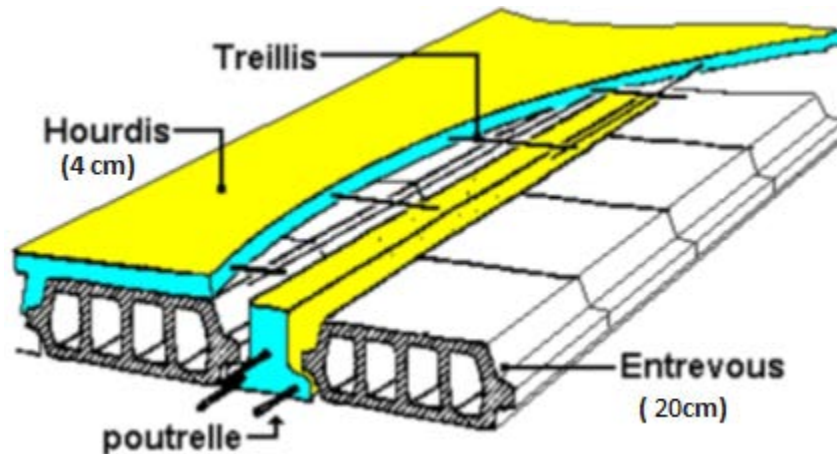


Figure. II.1 : Plancher à corps creux.

- **Deuxième catégorie :**

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{545}{22,5} = 24,22 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 25 \text{ cm} : \begin{cases} 20 \text{ cm} : \text{épaisseur du corps creux} \\ 5 \text{ cm} : \text{épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

II.1.2 Descente de charges des planchers :

a) Plancher terrasse inaccessible :

Protection en gravillon roulé (5 cm) : $5 \times 0,20 = 1 \text{ KN/m}^2$

Etanchéité multicouche (2 cm) : $0,12 \text{ KN/m}^2$

Forme de pente en béton léger (10 cm) : $10 \times 0,22 = 2,20 \text{ KN/m}^2$

Isolation thermique en polystyrène (4 cm) : $4 \times 0,04 = 0,16 \text{ KN/m}^2$

Plancher à corps creux + dalle de compression (16+ 4 cm) : $2,80 \text{ KN/m}^2$

Plancher à corps creux + dalle de compression (20+ 5 cm) : $3,80 \text{ KN/m}^2$

Enduit en plâtre (2 cm) : $2 \times 0,10 = 0,20 \text{ KN/m}^2$

Première catégorie $G = 6,48 \text{ KN/m}^2$

Deuxième catégorie $G = 7,48 \text{ KN/m}^2$

b) Plancher R.D.C étage courant :

Revêtement en carrelage (2 cm) : $2 \times 0,20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$

Mortier de pose (2 cm) : $2 \times 0,22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$

Sable fin pour mortier (2 cm) : $2 \times 0,18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$

Plancher à corps creux (16+4 cm) : $2,80 \text{ KN/m}^2$

Plancher à corps creux (20+5 cm) : $3,80 \text{ KN/m}^2$

Enduit en plâtre (2 cm) : $2 \times 0,10 = 0,20 \text{ KN/m}^2$

Cloison en brique creuse (10 cm) : $0,90 \text{ KN/m}^2$

Première catégorie $G = 5,10 \text{ KN/m}^2$

Deuxième catégorie $G = 6,10 \text{ KN/m}^2$

c) plancher sous -sol 1:

Carrelage (3cm) : $0,03 \times 20 = 0,60 \text{ KN/m}^2$

Mortier de ciment (3cm) : $0,03 \times 20 = 0,60 \text{ KN/m}^2$

Lit de sable fin (1cm) : $0,01 \times 20 = 0,2 \text{ KN/m}^2$

Plancher de dalle pleine $0,16 \times 25 = 4 \text{ KN/m}^2$

Enduit en ciment (3cm) : $0,03 \times 18 = 0,54 \text{ KN/m}^2$

$G = 5,7 \text{ KN/m}^2$

II.3.2 Charges d'exploitations :

- 1- surcharge du plancher terrasse inaccessible : Q=1,00 KN/m²
- 2- surcharge des planchers étages (habitations):Q=1,50 KN/m²
- 3 - surcharge du R.D.C(habitation).....Q=1,50KN/m²
- 4- surcharge du sous sol1Q=5KN/m²

d) Murs de façade :

Briques creuses extérieur (15 cm) : 1,35kN/m²

Briques creuses intérieur (10 cm) : 0,90 kN/m²

Enduit extérieur en ciment ou mortier (1,5 cm) : 1,5 X 0,18 = 0,27 kN/m²

Enduit intérieur en plâtre (1,5 cm) : 1,5 X 0,1 = 0,15 kN/m²

$$G = 2,67\text{kN/m}^2$$

Avec une ouverture de 20% : $G = 0,8 \times 2,67 \times 3,11 = 6.64\text{kN/m}^2$

$$G = 0,8 \times 2,67 \times 2,44 = 5.21 \text{ kN/m}^2$$

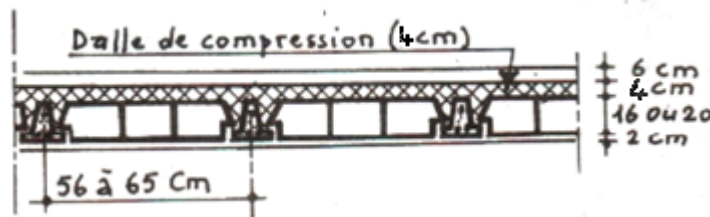


Figure.II.2 : Coupe d'un plancher à corps creux.

II.2Pré dimensionnement des poutres:

Selon le R.P.A. 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 B.A.E.L. 91, le critère de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{cases} \text{ Avec : } \begin{cases} h_t : \text{ hauteur de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ d : \text{ hauteur utile} \\ L : \text{ la plus grande portée entre nus} \end{cases}$$

Première catégorie :

On trouvera deux types de poutres : $\begin{cases} \text{Poutre principale} : L = 5,45 \text{ m} \\ \text{Poutre secondaire} : L = 3,95 \text{ m} \end{cases}$

II.2.1 Sens longitudinal:

Celui des poutres principales, d'après le B.A.E.L 91 on a :

$$\begin{cases} L = 545 \text{ cm} \\ d = 0,9h_t = 0,9 \times 45 = 40,5 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 36,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 54,5 \text{ cm} ; \text{On prend } h_t = 45 \text{ cm} \\ 12,15 \text{ cm} \leq b \leq 16,2 \text{ cm} ; \text{on prend } b = 30 \end{cases}$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \Rightarrow 1,5 \leq 4 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend (30 X 45) cm² comme section des poutres principales.

II.2.2 Sens transversal :

$$\begin{cases} L = 395 \text{ cm} \\ d = 0,9h_t = 0,9 \times 35 = 31,5 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 23,3 \text{ cm} \leq h_t \leq 39,5 \text{ cm} ; \text{On prend } h_t = 45 \text{ cm} \\ 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \text{ cm} ; \text{on prend } b = 30 \end{cases}$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \Rightarrow 1,16 \leq 4 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend (30 X 45) cm² comme section des poutres secondaires.

2^{ème} catégorie :

II.2.3 Sens longitudinal :

On trouvera deux types de poutres : $\begin{cases} \text{Poutre principale} : L = 630 \text{ m} \\ \text{Poutre secondaire} : L = 545 \text{ m} \end{cases}$

Celui des poutres principales, d'après le B.A.E.L 91 on a :

$$\begin{cases} L = 630 \text{ cm} \\ d = 0,9h_t = 0,9 \times 45 = 40,5 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 42 \text{ cm} \leq h_t \leq 63 \text{ cm} ; \text{On prend } h_t = 45 \text{ cm} \\ 12,15 \text{ cm} \leq b \leq 16,2 \text{ cm} ; \text{on prend } b = 30 \end{cases}$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \Rightarrow 1,5 \leq 4 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend $(30 \times 45) \text{ cm}^2$ comme section des poutres principales.

II.2.4 Sens transversal :

$$\begin{cases} L = 545 \text{ cm} \\ d = 0,9h_t = 0,9 \times 45 = 40,5 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 36,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 54,5 \text{ cm} ; \text{ On prend } h_t = 45 \text{ cm} \\ 12,15 \text{ cm} \leq b \leq 16,2 \text{ cm} ; \text{ on prend } b = 30 \end{cases}$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \Rightarrow 1,5 \leq 4 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend $(30 \times 45) \text{ cm}^2$ comme section des poutres secondaires.

II.3 Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement 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.

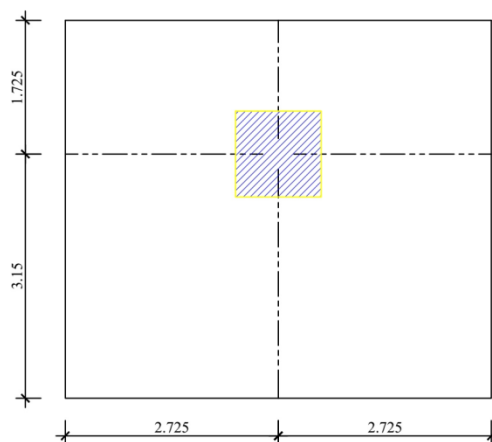


Figure.II.3 : La section la plus sollicitée du poteau rectangulaire.

On a une section de poteaux: rectangulaire

La surface afférente du poteau rectangulaire est donnée par :

$$S = (2,725 + 2,725) \times (3,15 + 1,725) = 26,56 \text{ m}^2$$

II.3.1 Pré dimensionnement des poteaux de type 1 :

On 4 types des coffrages :

-Type 1 : sous –sol 2 jusqu'à le R.D.C.

-Type 2 : 1^{ème} étage jusqu'à le 3^{ème} étage.

-Type 3 : 4^{ème} étage jusqu'à le 6^{ème} étage.

-Type 4 : 7^{ème} étage jusqu'à la terrasse.

II.3.1.1 Calcul de l'effort normal (N_U) sollicitant les poteaux :

1. Carré :

1.a) Les efforts de compression dus aux charges permanentes N_G :

- Plancher terrasse : $G \times S = \left(\frac{7,48}{2} + \frac{6,48}{2}\right) \times 26,56 = 185,39 \text{ kN/m}^2$
- Plancher, R.D.C et 10 étages: $n \times G \times S = (11 \times \left(\frac{6,1}{2} + \frac{5,1}{2}\right)) \times 26,56 = 1636,1 \text{ kN/m}^2$
- Plancher sous sol : $G \times S = 5,7 \times 26,56 = 151,39 \text{ kN/m}^2$

n : est le nombre d'étage.

-poutre principale : $G_{pp} = f_b(b.h)L = (0,3 \times 0,45) \times 5,45 \times 25 = 18,39 \text{ kN}$

-poutre secondaire : $G_{ps} = f_b(b.h)L = (0,3 \times 0,45) \times 4,875 \times 25 = 16,40 \text{ kN}$

-poteau : $G_{pot} = f_b(b.h)L = (0,3 \times 0,3) \times 3,11 \times 25 = 6,997 \text{ kN}$

$$G = 185,39 + 1636,1 + 151,39 + 11 \times [18,39 + 16,4 + 6,997] = 2432,54 \text{ kN}$$

On majore les efforts de 10% :

$$N_G = 1,1 \times G = 1,1 \times 2432,54 = 2675,79 \text{ kN}$$

1.b) Les efforts de compression dus aux surcharges d'exploitation :

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 1, 2, ..., n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments de la structure

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitation suivantes :

Sous terrasse	Q_0
Sous dernier étage (étage 1)	$Q_0 + Q_1$
Sous étage (2)	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
Sous étage (3)	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Sous étage (4)	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous étage (n) $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

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

Les résultats sont notés dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Dégression en fonction du nombre d'étage.

Niveau	La loi de dégression [kN/m ²]	La charge [kN/m ²]
Terrasse	$NQ_0 = 1$	1,00
10	$NQ_1 = Q_0 + Q_1$	2,50
09	$NQ_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
08	$NQ_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
07	$NQ_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
06	$NQ_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,00
05	$NQ_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,75
04	$NQ_7 = Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8,46
03	$NQ_8 = Q_0 + 0,69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	9,28
02	$NQ_9 = Q_0 + 0,67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	10,05
01	$NQ_{10} = Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$	10,75
R.D.C	$NQ_{11} = Q_0 + 0,64(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$	11,56
S.SOL 01	$NQ_{12} = Q_0 + 0,63(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12})$	14,55

Par application de la loi de dégression des surcharges on a : $Q = 14,55 \text{ kN/m}^2$

$N_Q = 1,1 \times Q \times S = 1,1 \times 14,55 \times 26,56 = 425,09 \text{ kN/m}^2$

1.c) L'effort normal N_U :

$$N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = (1,35 \times 2675,79) + (1,5 \times 425,09) = 4249,95 \text{ kN/m}^2$$

II.3.1.2 Détermination de la section du Poteau (a X b) :

a) Détermination de « a » :

On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il n'y ait pas de flambement, c'est-à-dire $\lambda \leq 50$ non flambement.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i} ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; B = a \times b ; I = \frac{b \times a^3}{12}$$

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

On a: $L_0 = 3.11\text{m}$; $L_f = 0,7 \times 311 = 217.7 \text{ cm}$.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{217.7}{0,289a} \leq 50 \rightarrow a \geq \frac{217.7}{0,289 \times 50} = 15,06 \text{ cm}$$

On prend : $a = 50\text{cm}$.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i} = \frac{217.7}{14,45} = 15.06 < 50 ; \text{Condition vérifiée.}$$

b) Détermination de « b » :

Selon les règles du B.A.E.L 91, l'effort normal ultime N_U doit être :

$$N_U \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

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

$$A_s : \text{Section d'armature longitudinale ; } A_s = 0,7\% B_r ; \text{ Parce que Zone IIa}$$

α : Facteur réducteur de N_U , il est en fonction de λ ;

$$\alpha = \frac{0,85}{[1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2]}$$

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

Application numérique :

$$B_r = (50 - 2)(b - 2) = 48(b - 2) \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,7\% \times B_r = 0,7\% \times [48(b - 2)] = 0,336(b - 2) \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{0,85}{[1 + 0,2(\frac{15,06}{35})^2]} = 0.81$$

$$4249,95 \leq 0,81 \left[\frac{48(b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,50 \times 10} + \frac{0,336(b - 2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 52 \text{ cm}$$

On prend : $b = 50 \text{ cm}$

c) Vérification des conditions du R.P.A 99/2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a ; b) = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ \min(a ; b) = 50 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{311}{20} = 15,55 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} \Rightarrow 0,25 < 1 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc le poteau rectangulaire type 1 a une section de $(50 \times 50) \text{ cm}^2$.

On prend une section carrée de $(50 \times 50) \text{ cm}^2$

Donc :

Type 01: (Sous – sol jusqu'à R. D. C → $(50 \times 50) \text{ cm}^2$

Type 02: (1étage jusqu'à le 3ème étage) → $(45 \times 45) \text{ cm}^2$

Type 03: (4^{ème} étage jusqu'à le 6ème étage) → $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

Type 04: (7^{ème} étage jusqu'à la terrasse) → $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

II.4 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armée 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.

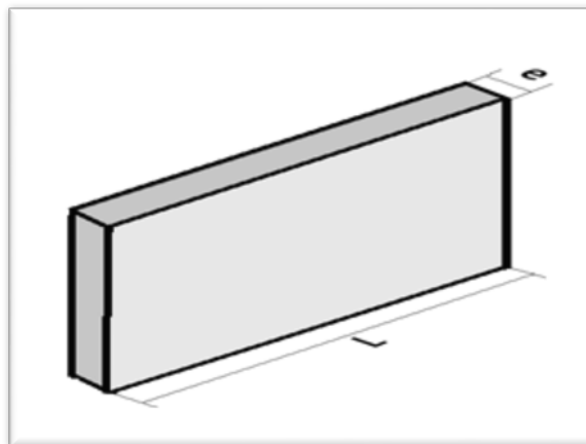


Figure II.4 : schéma du voile.

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments de la structure

Le R.P.A. 99/2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{376}{22} \rightarrow e \geq 17,09 \text{ cm} \\ e_{min} = 20 \text{ cm} \\ L \geq 4e \Rightarrow L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec :

L : Longueur du voile

e : Epaisseur du voile

h_e : Hauteur d'étage

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

II.5 Tableau récapitulatif :

Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales et secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la construction.

Tableau II.2 : Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles.

Niveau	Section de poteau [cm ²]	Section de poutre principale [cm ²]	Section de poutre secondaire [cm ²]	Épaisseur des voiles [cm ²]
	Carré			
Sous-sol.2	50X50	30 X 45	30 X 45	20
Sous sol.1.	50 X 50	30 X 45	30 X 45	20
R.D.C	50 X 50	30 X 45	30 X 45	20
01	45X 45	30 X 45	30 X 45	20
02	45 X 45	30 X 45	30 X 45	20
03	45 X 45	30X 45	30 X 45	20
04	40 X 40	30 X 45	30 X 45	20
05	40X 40	30 X 45	30 X 45	20
06	40X 40	30 X 45	30 X 45	20
07	35 X 35	30 X 45	30 X 45	20
08	35 X 35	30X 45	30 X 45	20
09	35X 35	30 X 45	30 X 45	20
Terrasse	35×35	30×45	30×45	20

**FERRAILLAGE DES ELEMENTS
NON PORTEURS**

-III.1 Acrotère :

L'acrotère est un muret d'une hauteur de $H=60$ cm et d'une épaisseur de $e=10$ cm, il est généralement situé en bordure de toitures terrasses afin de protéger la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, il assure aussi la sécurité en formant un écran pour prévenir toute chute quelle qu'elle soit.

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

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

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

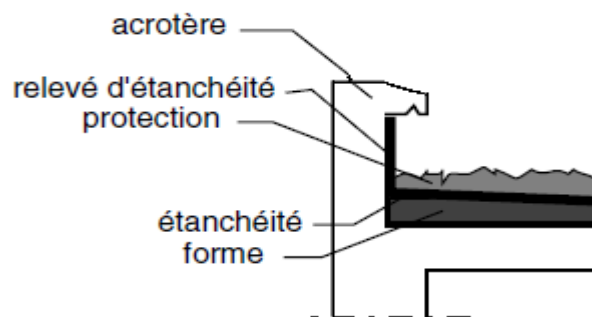


Figure.III.1 : Acrotère en béton armé.

III.1.1 Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :

a) Poids propre :

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

$$G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,71 \text{ kN/m}$$

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

b) Effort normal :

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

$$N_{ser} = N_G = 1,71 \text{ kN/ml}$$

c) Moment de flexion :

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

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

d) Effort tranchant :

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

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

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

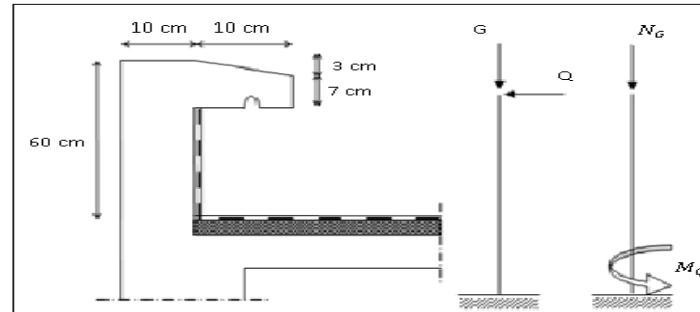


Figure.III.2 : Dimensions de l'acrotère.

e) Enrobage :

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

f)

Excentricité :

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

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

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

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

III.1.2 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

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

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

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

$$((0,337 \times h) - (0,81 \times c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1$$

$$= 24,80 \text{ kN.m}$$

$-0,81 < 24,80 \text{ kN.m}$; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (100 x 10) cm².

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

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0084$$

III.1.3.1 Vérification de l'existence des armatures comprimée A' :

$$\mu_l = 0,8\alpha_l \times (1 - (0,4\alpha_l))$$
$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 ; \text{ Avec } \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15}$$
$$= 0,00174$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,0084 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,996$$

On calcul :

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

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

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

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

III.1.3.2 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

a) Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,71 \text{ kN/ml}$$

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

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

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{tj28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23$$
$$= 1,01 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

On adopter $4\Phi 6$ p.m. ; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Les armature de répartitions :

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

On adopte : $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : $4\Phi 6$ p.m.

III.1.4 Vérification des contraintes (E.L.S) :

a) Moment de service :

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

b) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 - 21,15y - 190,35 = 0 \rightarrow y = 1,58 \text{ cm}$$

c) Moment d'inertie :

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

III.1.4.1 Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{650}{1064,68} \times 1,58 = 0,96 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,96 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

III.1.4.2 Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

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

Avec :

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{650}{1064,68} \times (9 - 1,58) = 67,95 \text{ MPa}$$

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

III.1.4.3 Contrainte de cisaillement :

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

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

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

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

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

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

III.1.4.4 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,08 (zone1, groupe2)

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

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

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

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

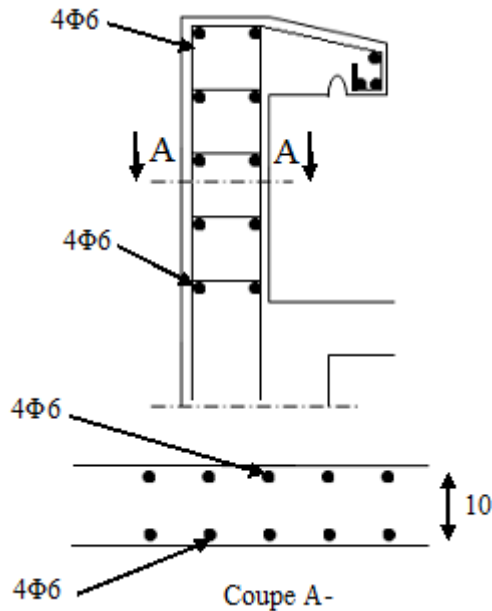


Figure III.3 : Ferrailage de l'acrotère.

III.2 Balcon :

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

On a :

L_y : La longueur suivant l'encastrement à la poutre ; $L_y = 5,2\text{m}$

L_x : La longueur suivant l'encastrement aux deux consoles ; $L_x = 1,45 \text{ m}$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1,45}{5,2} = 0,28 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens (suivant } L_x)$$

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

L'épaisseur de la dalle pleine dépend de la :

- Résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{L_x}{30} = \frac{3,15}{30} = 0,105 \text{ m}$$

- Isolation acoustique : $e \geq 12 \text{ cm}$;
- Sécurité en matière d'incendie : $e > 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coup feu.

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

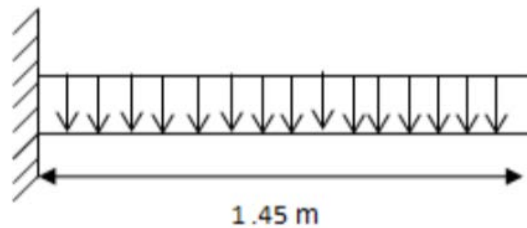


Schéma statique du balcon

III.2.1 Etude des charges et des sollicitations :

a) Décence des charges :

Revêtement en carrelage (2 cm) : $2 \times 0,20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$

Mortier de pose (2 cm) : $2 \times 0,20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$

Sable fin pour mortier (1,5 cm) : $1,5 \times 0,19 = 0,29 \text{ kN/m}^2$

Enduit en ciment (1,5 cm) : $1,5 \times 0,18 = 0,27 \text{ kN/m}^2$

Dalle Pleine (15 cm) : $15 \times 0,25 = 3,75 \text{ kN/m}^2$

$$G = 5,11 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$$

b) Charge surfacique et linéaire :

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

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

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

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

III.2.1.1 Calcul de la charge concentrée :

Le balcon supporte la charge d'un mur en brique perforé de 1,9 m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. Sa longueur est de 3.15 m.

a) Poids propre du mur :

$$P_{mur} = \delta \times b \times h \times 1 m = 13 \times 0,1 \times 1,90 \times 1 m = 2,47 kN$$

$$D'o\grave{u} : P_{u\ mur} = 1,35 \times P_{mur} = 1,35 \times 2,47 = 3,33 kN$$

b) Poids de l'enduit en ciment :

$$P_{enduit} = \delta \times b \times h \times 1 m = 18 \times 0,02 \times 1,9 \times 1 m = 0,68 kN$$

$$D'o\grave{u} : P_{u\ enduit} = 1,35 \times P_{enduit} = 1,35 \times 0,4 = 0,92 kN$$

c) Charges totales :

$$P_u = P_{u\ mur} + P_{u\ enduit} = 3,33 + 0,92 = 4,25 kN$$

$$P_{ser} = P_{mur} + P_{enduit} = 2,47 + 0,68 = 3,15 kN$$

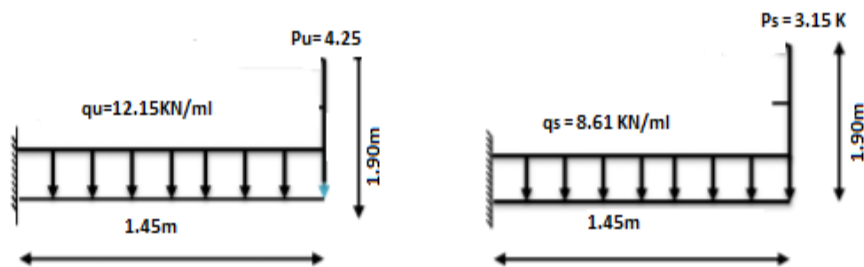


Figure III.4 : Schéma statique montrant les charges que subit le balcon

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

$$M_{max} = -\frac{Q_U l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{12,15 \times 1,45^2}{2}\right) - (4,25 \times 1,45) = -15,78 kN.m$$

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

$$\text{ELU : } M_{max} = -15,78 kN.m$$

$$\text{ELS : } M_{max} = -6,83 kN.m$$

a)-Calcul à ELU:

$$T_{max} = Q_U l + P_u = (12,15 \times 1,45) + 2,47 = 20,09 kN$$

III.2.1.2 Ferrailage :

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

a) En travée :

Sens L_x :

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

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

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{15,78 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,061$$

$\mu = 0,061 \rightarrow \beta = 0,968$; β est tirée du tableau.

$$A_{tx} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,22 \times 10^3}{0,996 \times 13,5 \times 348} = 3,47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens L_y : Armatures de répartition

$$A_{ty} = \frac{3,47}{4} = 0,87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Section minimale des armatures par la CNF :

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des aciers :

En travée :

Sens L_x :

$$A_{tx} = 3,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

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

$$\Rightarrow \{ A_{tx} : 5T10 \text{ p. m} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} ; S_{tx} = 20 \text{ cm} \}$$

Sens L_y :

$$A_{ty} = 0,87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

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

$$\Rightarrow \{ A_{ty} : 4T10 \text{ p. m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{y \min} \quad S_{ty} = 25 \text{ cm} \}$$

Un ferrailage similaire est posé sur la partie inférieure de la dalle du fait de la vibration du balcon lors d'un séisme

III.2.1.3 Vérifications :

a) Condition de non fragilité :

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

$$A_{\text{adpt}} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{20,09 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,15 \text{ MPa}$$

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

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

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

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

c) Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{20,09 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 3,77 \times 5 \times 10^2} = 0,87 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 5

μ : Périmètre d'armatures tendues ; $\mu = 3,77 \text{ cm}$; tirée du tableau

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

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

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

$$\tau_{se} = 0,87 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

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

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser} l^2}{2} - P_{ser} l = -\frac{8,61 \times 1,45^2}{2} - (3,15 \times 1,45) = -6,83 \text{ kN.m}$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 0 \rightarrow y = 3,44 \text{ cm}$$

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

f) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = 7323 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = 3,21 \text{ MPa}$$

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

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

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

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

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 140,70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 140,70 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

i) Vérification de la flèche :

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

Avec :

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

i.1) Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h), \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 3,14 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 3,14)}$$
$$= 7,68 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,68 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,32 \text{ cm}$$

i.2) Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A (d - Y_1)^2$$
$$= \frac{100 \times 7,68^3}{3} + \frac{100 \times 7,32^3}{3} + (15 \times 3,14) \times (13,50 - 7,68)^2$$
$$= 16925,63 \text{ cm}^4$$

i.3) Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,45^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 16925,63} \times \left[\frac{8,61 \times 1,45}{8} + \frac{1,83}{3} \right] = 0,12 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{145}{250} = 0,58 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,12 \text{ cm} < F_{adm} = 0,58 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

III.2.1.4 Schéma du ferrailage :

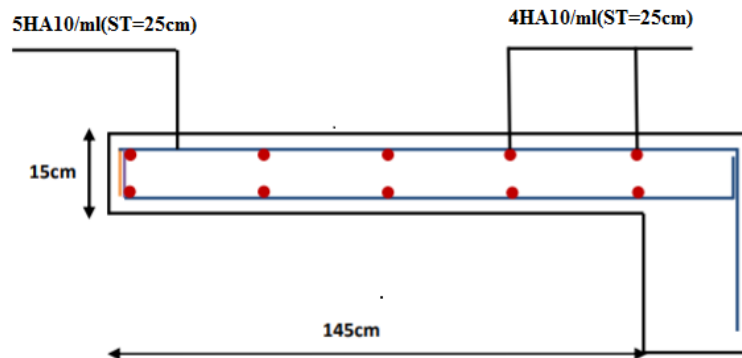


Figure III.5 : Ferrailage du balcon.

Pour les autres types de balcon : Les mêmes étapes ont été suivies, les résultats sont les mêmes.

III.3 La 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 dans les constructions dépassants 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.

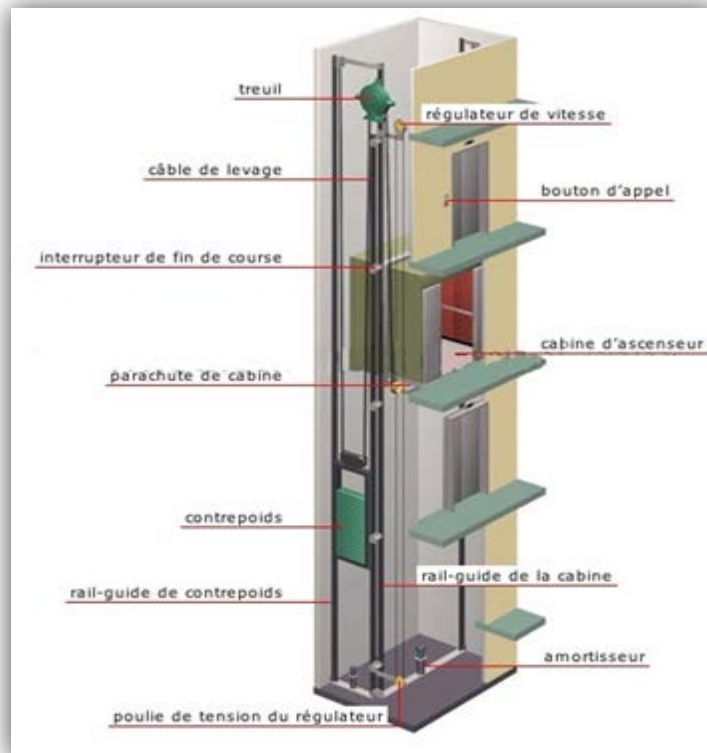


Figure III.6 : Schéma d'un ascenseur.

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

L'ascenseur mécanique est constitué de :

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

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

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

Q : La charge en cabine ;

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

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 2,24 m². Ses dimensions selon (NFP82-22).

Largeur de la cabine : 1,4 m

Langueur de la cabine : 1,6m

Hauteur : 2,35m

La largeur de passage libre : 0,8m

La hauteur de passage libre : 2,20m

La hauteur de la course : 39,09m

La surface latérale : $S = 2 \times (1,6 + 1,4) \times 2,35 = 14,1m^2$.

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

Tableau III.1 : Poids des composants de l'ascenseur.

Poids de la cabine : $S = 14.1 \text{ m}^2$	$M_1 = 11,5 \times 14.1 \times 2 = 324.3 \text{ kg}$
Poids du plancher : $S = 2,2 \times 2,35 = 5,17 \text{ m}^2$	$M_2 = M_0 \times S = 110 \times 5,17 = 568,7 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M_3 = M_{0_1} \times S = 20 \times 5,17 = 103,4 \text{ kg}$
Poids de l'arcade :	$M_4 = 60 + (80 \times 2) = 220 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M_5 = 50 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de moulage :	$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de la cabine : $S = 2,2 \times 0,8 = 1,76 \text{ m}^2$	$M_8 = 80 + (1,76 \times 25) = 124 \text{ kg}$

- Poids mort total : $P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 1530,4 \text{ kg}$
- Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1530,4 + \frac{675}{2} = 1867,9 \text{ kg}$

III.3.2 Calcul de la charge total q_u :

III.3.2.1 Calcul de la charge de rupture :

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

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 550 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$$

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

Avec :

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

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

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

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

M_g : Poids du câble.

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

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1530,4) = 26464,8 \text{ kg}$$

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

$$C_r = \frac{26464,8}{0,85} = 31135,06 \text{ kg}$$

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

Avec:

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

n : Nombres des câbles.

Pour un câble de $d=12,22\text{m}$ et $m=2$ on a : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{31135,06}{8152 \times 2} = 1,91$$

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

III.3.2.2 Calcul des poids des câbles :

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

Avec :

m : La masse linéaire du câble, $m = 0,515 \text{ kg / m}$;

n : Nombre des câbles, $n = 4$;

L : Longueur du câble, $L = 39,09 \text{ m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 4 \times 39,09 = 80,53 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1530,4 + 80,53 = 2285,93 \text{ kg}$$

III.3.2.3 Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 4 \times 0,85 = 55433,6 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{55433,6}{2285,93} = 24,25 > 12 ; \text{Condition vérifiée}$$

III.3.2.4 Calcul de la charge permanente total **G** :

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

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 1530,4 + 1867,9 + 1200 + 80,53 = 4678,83 \text{ kg}$$

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 7328,92 \text{ kg}$$

III.3.3 Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se pioncer sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge $q_u = 7328,92 \text{ kg}$.

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{7328,92}{4} = 1832,23 \text{ kg/m}$$

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

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

Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U ;

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

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

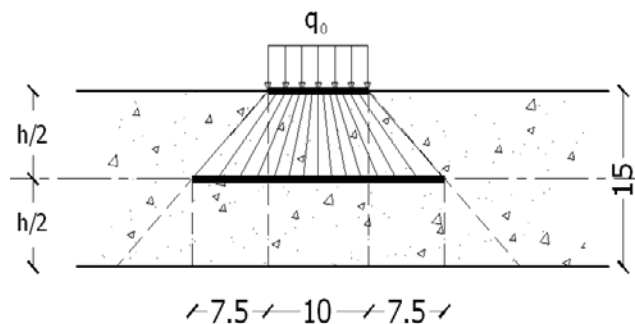


Figure.III.7 : Répartition des charges.

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

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

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

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

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

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

$$= 1832,23 \text{ kg}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

III.3.4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

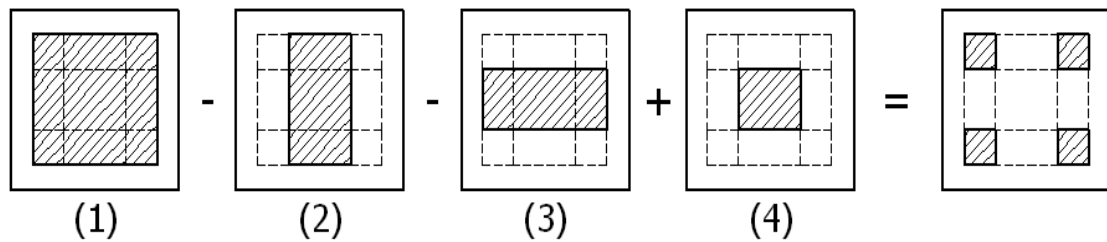


Figure.III.8 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

a) Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

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

2) Rectangle (2) :

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

3) Rectangle (3) :

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

4) Rectangle (4) :

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

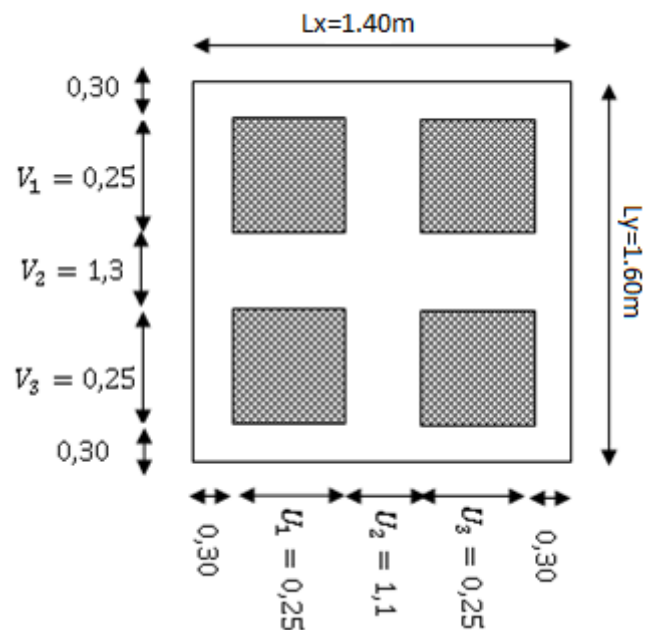


Figure III.9 : Dessin montrant la concentration des charges.

b) Calcul des moments suivant les deux directions :

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

ν : le coefficient de Poisson.

$$\text{A l'E.L.U } (\nu = 0): M_x = M_1 \times P \text{ et } M_y = M_2 \times P \text{ et } P = P' \times S$$

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

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{7328,92}{0,25^2} = 117262,72 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1,4 \text{ m}$ et $L_y = 1,6 \text{ m}$.

Tableau III.2 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface [m ²]	P = P'.S [kg]	M_x [kg.m]	M_y [kg.m]
1	0,71	0,75	0,067	0,052	1,20	23038,243	1548,56	1197,99
2	0,36	0,75	0,092	0,066	0,60	11519,122	1059,76	760,26
3	0,71	0,44	0,075	0,074	0,70	13438,975	1007,92	994,48
4	0,36	0,44	0,118	0,098	0,35	6719,488	792,90	658,51

c) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 268,780 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 101,752 \text{ kg.m}$$

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

d.1) Chargement :

$$L_x = 1,40 \text{ m et } L_y = 1,60 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

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

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

d.2) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,40}{1,60} = 0,88$$

Donc la dalle travaille suivant les deux

$$\text{sens : } \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

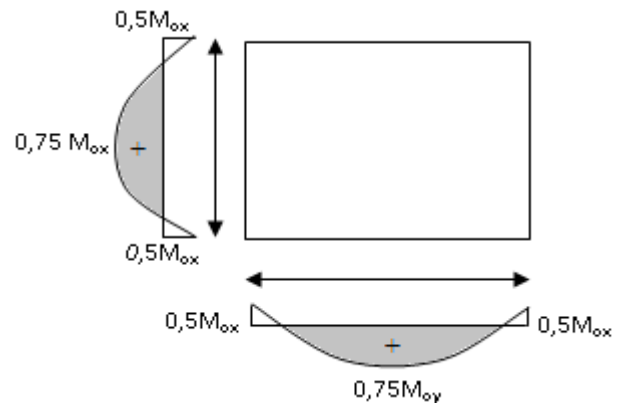


Figure III.10 : Moments de la dalle.

$$\alpha = 0,88 \rightarrow \mu_x = 0,0476 \text{ et } \mu_y = 0,7438$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 61,226 \text{ kg.m et } M_{y2} = 45,540 \text{ kg.m}$$

d.3) Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 268,780 + 61,226 = 330,005 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 101,752 + 45,540 = 147,292 \text{ kg / m}$$

Les moments retenus sont :

En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 247,504 \text{ kg / m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 110,469 \text{ kg / m}$$

Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 165,003 \text{ kg / m}$$

III.3.5 Calcul du ferrailage de la dalle :

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

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

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable.

a) En travée :

- Sens L_x :

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 247,504 \text{ kg / m} = 2475,04 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2475,04}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,0095 < \mu_1 \rightarrow A' = 0,0096$$

On a : $\beta = 0,995$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2475,04}{0,995 \times 13,5 \times 348} = 0,529 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Sens L_y :

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 110,469 \text{ kg / m} = 1104,69 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1104,69}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,0043 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,998$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1104,69}{0,998 \times 13,5 \times 348} = 0,238 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 165,003 \text{ kg / m} = 1650,03 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1650,03}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,0064 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,997$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1650,03}{0,997 \times 13,5 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

c) Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,88$, on peut appliquer la formule suivante :

- Sens L_y :

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

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,238 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,35 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

- Sens L_x :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,88}{2} \right) = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0,529 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_{x \min} = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,35 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

d) Choix des aciers :

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

En travée :

- Sens L_x :

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

- Sens L_y :

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

Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

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) $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec :

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

$$V_{u\text{tot}} = V_x + V_v ; \text{Sens } L_x$$

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

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

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

• On calcule V_x et V_y :

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

$$V_x = 6562,5 \times \frac{1,4}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,88}{2}} = 3195,65 \text{ N} = 3,20 \text{ kN}$$

$$V_y = 6562,5 \times \frac{1,4}{3} = 3062,5 \text{ N} = 3,06 \text{ kN}$$

$$V_y < V_x$$

• On calcul V_v et V_u :

$$V_v = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{7328,92}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 9771,89 \text{ N} = 9,77 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{7328,92}{3 \times 0,25} = 9771,89 \text{ N} = 9,77 \text{ kN}$$

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

Donc :

$$V_{u\text{tot}} = V_x + V_v = 3,20 + 9,77 = 12,97 \text{ kN} ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{u\text{tot}} = V_y + V_u = 3,06 + 9,77 = 12,83 \text{ kN} ; \text{Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u\text{tot}} = \max(V_{u\text{tot } x} ; V_{u\text{tot } y}) = 12,97 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{u\text{tot}}}{b \times d} = \frac{12,97 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,096 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,096 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

III.3.6 Vérification à l'E.L.S :

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

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

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

$$P_{a ser} = (G + Q) \frac{1}{4} = (4678,83 + 675) \frac{1}{4} = 1338,46 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a ser}}{u \times v} = \frac{1338,46}{0,25^2} = 21415,32 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$P'_{ser} = 21415,32 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant: $L_x = 1,4 \text{ m}$ et $L_y = 1,6 \text{ m}$.

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

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface [m ²]	P' _{ser} [kg/m ²]	M _{0x} [kg.m]	M _{0y} [kg.m]
1	0,71	0,75	0,067	0,052	1,2	16852,032	1129,086	876,306
2	0,36	0,75	0,092	0,066	0,6	8426,016	775,139	556,117
3	0,71	0,44	0,075	0,074	0,7	9830,352	737,276	727,446
4	0,36	0,44	0,118	0,098	0,35	4915,176	579,991	481,687

b) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 196,607 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 74,430 \text{ kg.m}$$

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

c.1) Chargement :

$$L_x = 1,40 \text{ m et } L_y = 1,60 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

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

$$\text{Charge ultime : } q_{ser} = G + Q = 475 \text{ kg} / \text{m}$$

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

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,4}{1,6} = 0,88$$

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

$$\alpha = 0,88 \Rightarrow \mu_x = 0,0476 \text{ et } \mu_y = 0,7438; \text{ Tirée de l'abaques de Pigeaud}$$

Donc : $M_{0xr} = 44.316 \text{ kg.m}$ et $M_{0yr} = 32,962 \text{ kg.m}$

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

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 240,923 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 107,392 \text{ kg / m}$$

Les moments retenus sont :

- En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 180,69 \text{ kg / m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 80,544 \text{ kg / m}$$

- Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 120,46 \text{ kg / m}$$

III.3.7 Vérification des contraintes dans le béton :

- Suivant L_x :

a) En travée :

$$M_{tx} = 1806,69 \text{ N / m} ; A_{tx} = 0,39 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 6y - 79 = 0 \rightarrow y = 1,2 \text{ cm}$$

a.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,2^3}{3} + (15 \times 0,39 \times (13,5 - 1,2)^2) = 942,65 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1806,69}{942,65} \times 1,2 = 2,29 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,291 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

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

b) Sur appuis :

$$M_a = 1204,6 \text{ N / m} ; A_a = 0,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0$$

b.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 3,9y - 52,65 = 0 \rightarrow y = 0,99 \text{ cm}$$

b.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 0,99^3}{3} + (15 \times 0,26 \times (13,5 - 0,99)^2) = 642,69 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1204,6}{642,69} \times 0,99 = 1,85 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,85 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

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

- Suivant L_y :

a) En travée :

$$M_{ty} = 805,44 \text{ N} / \text{m} ; A_{ty} = 0,17 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 3y - 34,43 = 0 \rightarrow y = 0,8 \text{ cm}$$

a.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 0,8}{3} + (15 \times 0,17 \times (13,5 - 0,8)^2) = 437,95 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{805,44}{437,95} \times 0,8 = 1,35 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,35 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

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

III.3.8 Disposition du ferrailage :

a) Arrêt des barres :

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

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

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

b) Cas des charges uniformes :

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

c) Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max\left(L_s; \frac{1}{4}\left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right)L_x\right) = \max(40 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s; \frac{L_1}{2}\right) = \max(40 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

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 :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{1,40}{10} = 14 \text{ cm}$$

e) Armatures finales :

- Suivant L_x :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \text{ On adopte : } 4T10 = 3,14\text{cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \text{ On adopte : } 4T10 = 3,14\text{cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Suivant L_y :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \text{ On adopte : } 4T10 = 3,14\text{cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \text{ On adopte : } 4T10 = 3,14\text{cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

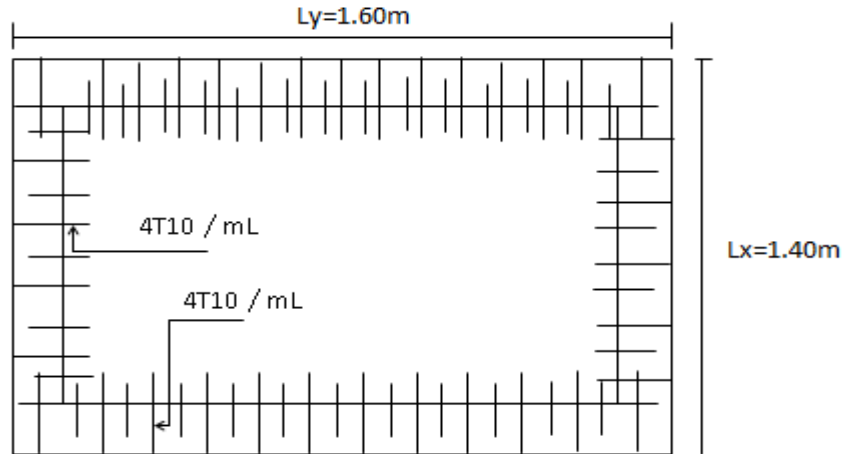


Figure III.11 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.

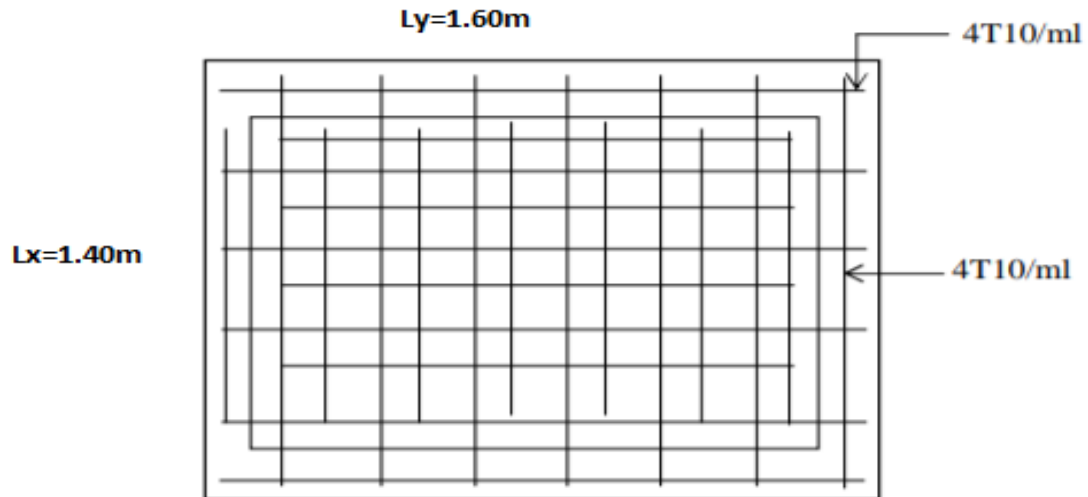


Figure III.12 : Ferrailage inférieure de la dalle de l'ascenseur.

III.3.9 Voile de la cage d'ascenseur :

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

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

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

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

Le voile est ferrailé en deux nappes avec 5T10 / ml soit : $A_{adop} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

III.4 Les escaliers :

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

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

$2h + g = p$; avec p : l'amplitude du pas.

La structure a deux types d'escalier : un escalier à paillasse à 2 volées & un escalier console

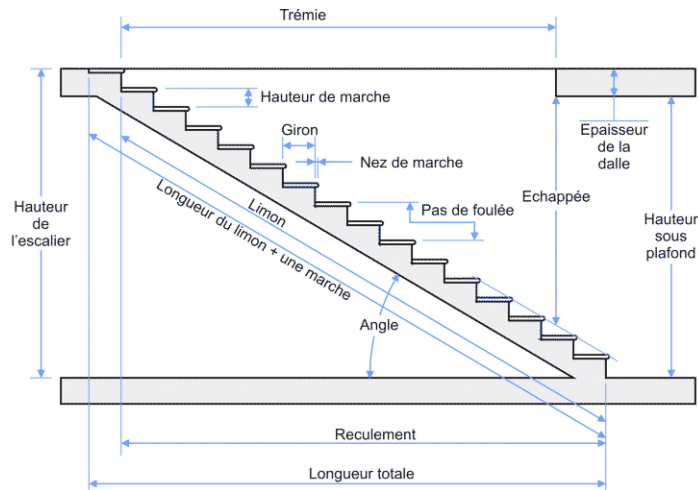


Figure III.13 : Coupe descriptive d'un escalier.

III.4.1 Dimensions des escaliers :

Type 01 :

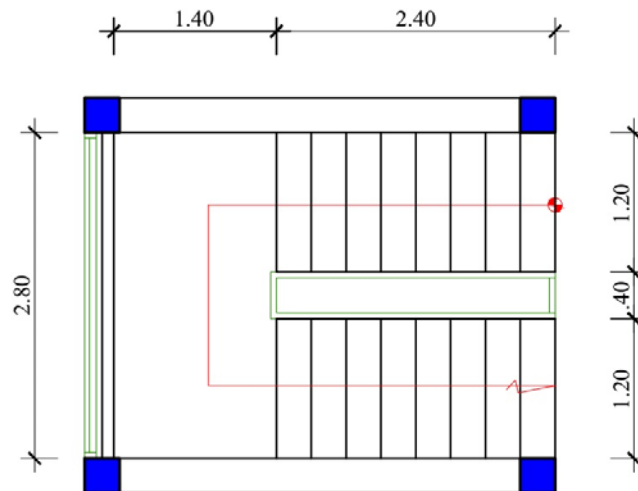


Figure III.14 Vue en plan de l'escalier

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

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

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

g : La largeur de la marche.

On prend : $2h + g = 64 \text{ cm}$

On a aussi c'est deux formules :

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

Avec :

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

n : Le nombre de contre marche :

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

III.4.2 Etude d'un escalier à deux volets :

a) Dimensionnement des marches et contre marches :

D'après (1), on a :

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

Donc d'après Blondel on a :

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

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

$$\text{Avec : } m = 64 \text{ cm, } H = \frac{3,11}{2} = 1,56 \text{ cm et } L = 2,4 \text{ cm}$$

$$\text{Donc l'équation (2) devient : } 64n^2 - 616n + 312 = 0$$

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

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

$$h = \frac{156}{9} = 17 \text{ cm et } g = \frac{L}{n - 1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

b) Epaisseur de la volée (e_v) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \rightarrow 9,2 \leq e_v \leq 13,79$$

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

c) Epaisseur du palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm } e_p = 14 \text{ cm}$$

III.4.3 Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

a) Volée :

Revêtement en carrelage horizontal (2 cm) : 2 X 0,20 = 0,40 kN/m²

Mortier de ciment horizontal (2 cm) : 2 X 0,20 = 0,40 kN/m²

Lit de sable (2 cm) 2 X 0,18 = 0,36 kN/m²

Revêtement en carrelage vertical ($e_p \times 0,20 \times \frac{h}{g}$) (2 cm) : 2 X 0,20 X $\frac{17}{30}$ = 0,23 kN/m²

Mortier de ciment vertical ($e_p \times 0,20 \times \frac{h}{g}$) (2 cm) : 2 X 0,20 X $\frac{17}{30}$ = 0,23 kN/m²

Poids propre de la paillasse ($e_v \times \frac{0,25}{\cos \alpha}$) : 3,45kN/m²

Poids propre des marches ($0,22 \times \frac{h}{2}$) : 1,87 kN/m²

Garde-corps : 0,10 kN/m²

Enduit en plâtre (2 cm) : (2 X 0,10)/0,87 = 0,23 kN/m²

$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2 \quad - \quad G = 7,27 \text{ kN/m}^2$$

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

$$\text{largeur : } \begin{cases} q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 13,56 \text{ kN/m}^2 \\ q_{ser} = (G + Q) \times 1 = 9,77 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

b) Palier :

Revêtement en carrelage (2 cm) : 2 X 0,20 = 0,40 kN/m²

Mortier de ciment horizontal (2 cm) : 2 X 0,20 = 0,40 kN/m²

Lit de sable (2 cm) : 2 X 0,18 = 0,36 kN/m²

Enduit en plâtre (2 cm) : 2 X 0,10 = 0,20 kN/m²

Poids propre du palier ($e_p \times 0,25$) : 3,5kN/m²

$$G = 4,86 \text{ kN/m}^2$$

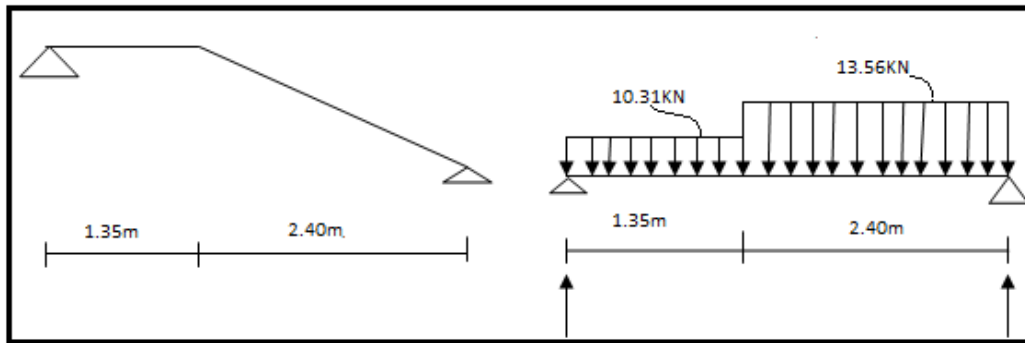
$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

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

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 10,31 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1 = 7,36 \text{ kN/m}^2$$

III.4.4 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :



Figur

e III.15 : Schéma statique d'une volée + paliers.

a) Détermination des réactions :

$$R_a + R_b = (13,56 \times 2,40) + (10,31 \times 1,35) = 46,46 \text{ kN}$$

$$\sum M_a = (R_b \times 3,75) - (10,31 \times 1,35 \times 0,675) - (13,56 \times 2,4 \times 2,55) = 0 \Rightarrow R_b = 24,635 \text{ kN}$$

$$R_a + 24,635 = 46,46 \text{ kN} \Rightarrow R_a = 21,827 \text{ kN}$$

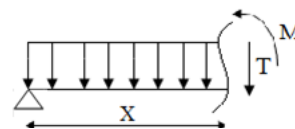
b) Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :

Cas : 01

Distance :

Schéma statique :

$$0 \leq x \leq 1,35 \text{ m}$$



Cas : 02

$$1,35 \leq x \leq 3,75 \text{ m}$$

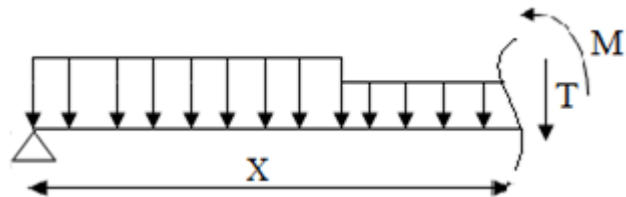


Figure III.16 : Schéma statique de la volée et le palier.

b.1) Cas 1 ($0 \leq x \leq 1,35$) :

b.1.1) Effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow -T - 10,31x + 21,827 = 0$$

$$\Rightarrow T = -10,31x + 21,827$$

$$x = 0 \Rightarrow T_0 = 21,827 \text{ kN}$$

$$x = 1,35 \Rightarrow T_{1,35} = 7,91 \text{ kN}$$

b.1.2) Moment fléchissant :

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow M_x + \frac{Qx^2}{2} - R_ax = 0 \Rightarrow M_x$$

$$= -\frac{10,31x^2}{2} + 21,827x$$

$$x = 0 \Rightarrow M_0 = 0$$

$$x = 1,35 \Rightarrow M_{1,35} = 20,071 \text{ kN.m}$$

b.2) Cas 2 ($1,35 \leq x \leq 3,75$) :

b.2.1) Effort tranchant :

$$\begin{aligned} \sum F_v = 0 \Rightarrow & -T - (10,31 \times 1,35) \\ & - (13,56 \times (x - 1,35)) \\ & + 21,827 = 0 \Rightarrow T \\ & = -13,56x + 26,21 \end{aligned}$$

$$x = 1,35 \Rightarrow T_{1,35} = 7,91 \text{ kN}$$

$$x = 3,75 \Rightarrow T_{3,75} = -24,64 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \sum M_0 = 0 \Rightarrow & M_x + (Q_1 \times 1,35) \\ & \times \left(x - \frac{1,35}{2}\right) \\ & + \frac{Q_2 \times (x - 1,35)^2}{2} - R_a x \\ & = 0 \Rightarrow M_x \\ & = -6,78x^2 + 26,21x \\ & - 2,96 \end{aligned}$$

$$x = 1,35 \Rightarrow M_{1,35} = 20,07 \text{ kN.m}$$

$$x = 3,75 \Rightarrow M_{3,75} = 0 \text{ kN.m}$$

b.2.2) Moment fléchissant :

c) Le moment fléchissant maximal :

$$\frac{dM_f}{dx} = \frac{d(-6,78x^2 + 26,21x - 2,96)}{dx} = -13,56x + 26,21 = 0 \Rightarrow x = 1,93 \text{ m}$$

$$M_{max} = 22,38 \text{ kN.m}$$

d) Les diagrammes :

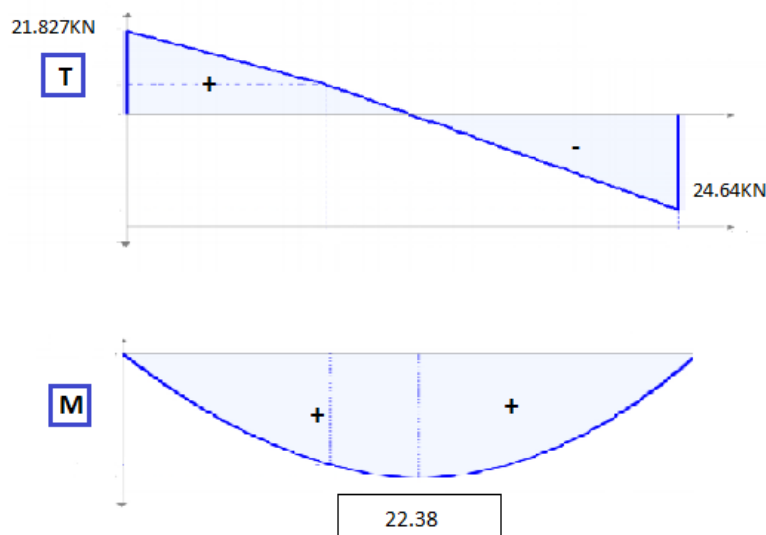


Figure III.17 : Diagramme des moments fléchissant et effort tranchants de l'escalier.

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

$$\text{On a : } M_{max} = 22,38 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{max} = 19,02 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{max} = 8,95 \text{ kN.m}$$

III.4.5 Ferrailage de l'escalier :

a) En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 19,02 \text{ kN.m} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 10,8 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{19,02 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,115 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,938$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19,02 \times 10^3}{0,938 \times 10,8 \times 348} = 5,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T14 avec : $A_{adm} = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 avec : $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Sur appuis :

Le moment ultime : /*

$$M_a = 8,95 \text{ kN.m} ; h = 14 \text{ cm} ; d = 0,9h = 12,6 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8,95 \times 10^3}{100 \times 12,6^2 \times 14,17} = 0,040 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,979$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,95 \times 10^3}{0,979 \times 12,6 \times 348} = 2,08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 avec : $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 avec : $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

Type 02 et type 03 :

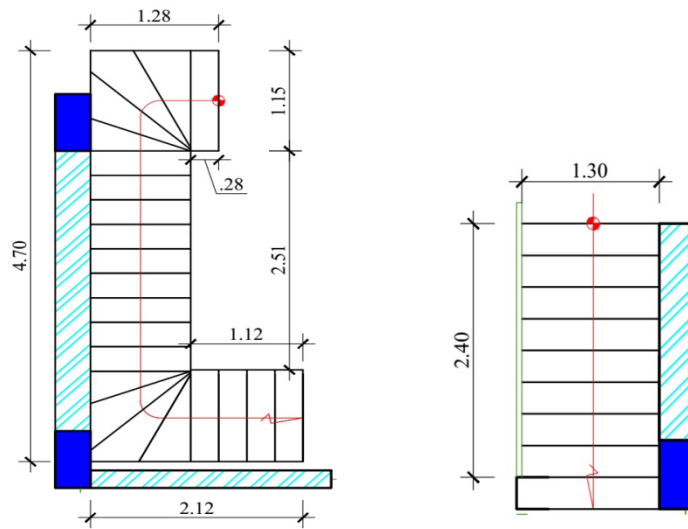


Figure III.18 Vue en plan de l'escalier

a) Données :

- Les dimensions :
 - Largeur des marches : $g=30\text{cm}$
 - Hauteur des marches : $h=17\text{cm}$
 - Epaisseur de la paillasse : $e_{\text{paillasse}}=4\text{cm}$
- Les charges
 - Charge permanentes (les revêtements sont négligés).
 - Charge d'exploitation : 150 Kg/marche .
- Caractéristiques des matériaux
 - Acier : HA FeE400, $\gamma_s=1,15$
 - Béton : $f_{c28}=25\text{ MPa}$, $\gamma_b=1,5$

a. Section de calcul :

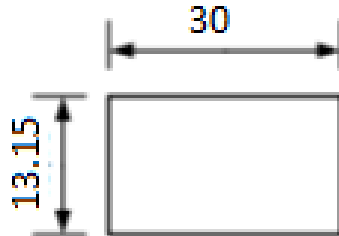


$$h_{\text{eq}} = \frac{a_1 + a_2}{2} = \frac{(h + a_2) + a_2}{2} = \frac{(h + 2a_2)}{2} = \frac{h}{2} + a_2$$

$$h_{eq} = \frac{h}{2} + \frac{e_{paillasse}}{2} = \frac{17}{2} + \frac{4}{0.86} = 13,15 \text{ cm}$$

$$(\tan \alpha = \frac{17}{28} = 0,607) \Rightarrow (\alpha = 31,34 \text{ et } \cos \alpha = 0,85)$$

La section de calcul ($g \times h_{eq}$)



b. Les Charges :

-le poids de (la marche + la paillasse) : $\gamma_{AB} \times g \times h_{eq} = 25 \times 0,3 \times 0,1315 = 0,99 \text{ kN/n}$

Donc :

$$G = 0,99 \text{ kN/m}$$

$$\text{Al 'ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q$$

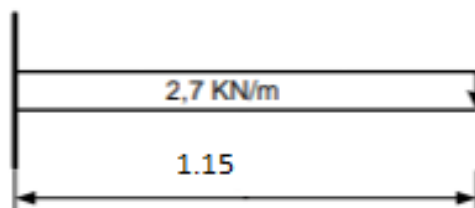
$$Q_{marche} = 150 \text{ kgf/m} = 1,5 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1,35 \times 0,99 + 1,5 \times 1,5 = 3,59 \text{ kN/m}$$

$$q_{ELS} = 0,99 + 1,5 = 2,49 \text{ kN/m}$$

A type 02 :

c. Moment de flexion :



$$\text{ELU : } M_{\max} = M_{\text{encastr}} = -\frac{q_u \cdot l^2}{2} = -\frac{3,59 \times (1,15)^2}{2} = -2,35 \text{ kN.m}$$

$$\text{ELS : } M_{\max} = M_{\text{encastr}} = -\frac{q_{ser} \cdot l^2}{2} = -\frac{2,49 \times (1,15)^2}{2} = -1,65 \text{ kN.m}$$

d. Le Ferrailage :

$$\mu = \frac{M_{\text{encastr}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2,35 \times 10^3}{30 \times 11,84^2 \times 14,17} = 0,039 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,980$

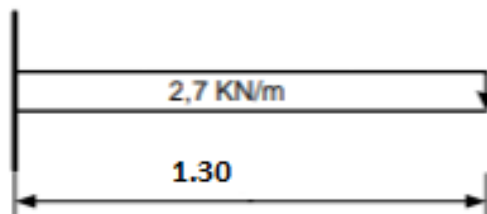
La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{encastr}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,35 \times 10^3}{0,980 \times 11,84 \times 348} = 0,58 \text{ cm}^2/\text{marche}$$

On adopte 2HA10 (soit $1,57 \text{ cm}^2/\text{marche}$)

A type 03 :

c. Moment de flexion :



ELU : $M_{\max} = M_{encastr} = -3,03 \text{ kN.m}$

ELS : $M_{\max} = M_{encastr} = -2,10 \text{ kN.m}$

d. Le Ferrailage

$$\mu = 0,050 \rightarrow \beta = 0,974 \rightarrow A_s = 0,79 \text{ cm}^2/\text{marche}$$

On adopte 2HA10 (soit $1,57 \text{ cm}^2/\text{marche}$)

III.4.6 vérifications :

Type 01 : escalier à paillasse

a) Condition de non fragilité :

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

$$A_s = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{21,827 \times 10}{100 \times 12,6} = 0,17 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left((21.827) + \frac{8,95 \times 10^2}{0,9 \times 12,6} \right) = 2,90 \text{ cm}^2$$

$A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,90 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

Type 02 : escalier consol

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,43 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,43 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée.

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

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{3,59 \times 10}{30 \times 11,8} = 0,11 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

c) Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left((3.59) + \frac{2,1 \times 10^2}{0,9 \times 11,8} \right) = 0,66 \text{ cm}^2$$

$A_{adm} = 0,66 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,90 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

III.4.6.1 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

Type 01 : escalier à paillasse

$M_{max} = 16.17 \text{ kN.m}$; Obtenu par RDM

$M_{t ser} = 0,85 \times M_{t max} = 13,74 \text{ kN.m}$

$M_{a ser} = 0,4 \times M_{t max} = 6,47 \text{ kN.m}$

- En travée :

$A_s = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

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

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 92,4y - 997,92 = 0 \rightarrow y = 3,63 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,36^3}{3} + (15 \times 6,16)(10,8 - 3,36)^2 = 6379,11 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{13,74 \times 10^3}{6379,11} \times 3,63 = 7,88 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 7,88 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

▪ Sur appuis :

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

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \rightarrow y = 3,21 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = 5008 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 4,14 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 4,14 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

III.4.6.2 Vérification de la flèche :

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{12}{157} = 0,076 > 0,033 ; \text{ Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6,16}{100 \times 12,6} \geq \frac{2}{400} \Leftrightarrow 0,005 \geq 0,005 ; \text{ Condition vérifiée.}$$

Type 02 & 03 : escalier consol

$$M_{max} = 2,10 \text{ kN.m} ;$$

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \rightarrow y = 3,47 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,36^3}{3} + (15 \times 6,16)(10,8 - 3,36)^2 = 2101 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 3,47 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_b = 3,47 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

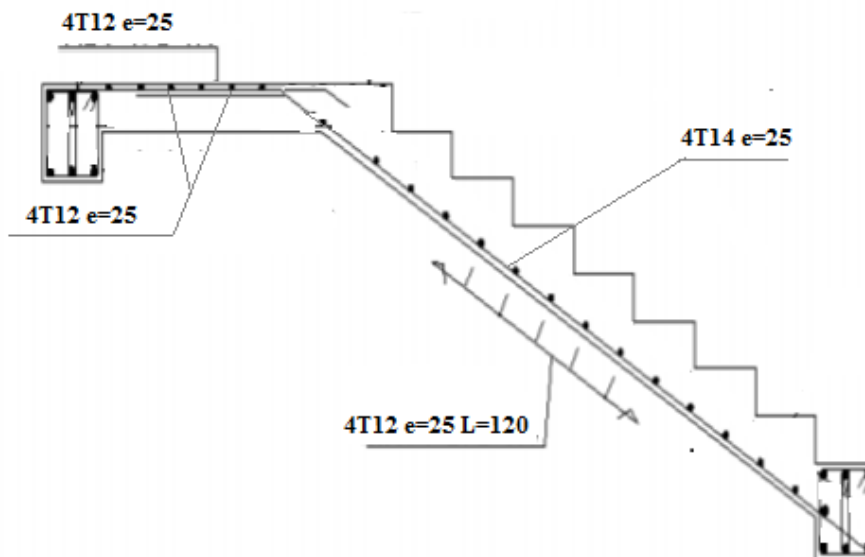
III.4.6.2 Vérification de la flèche :

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{14}{157} = 0,089 > 0,033 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{1,57}{100 \times 11,8} \geq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,005 \geq 0,005 ; \text{Condition vérifiée.}$$

Type01 :



Type02 et Type03 :

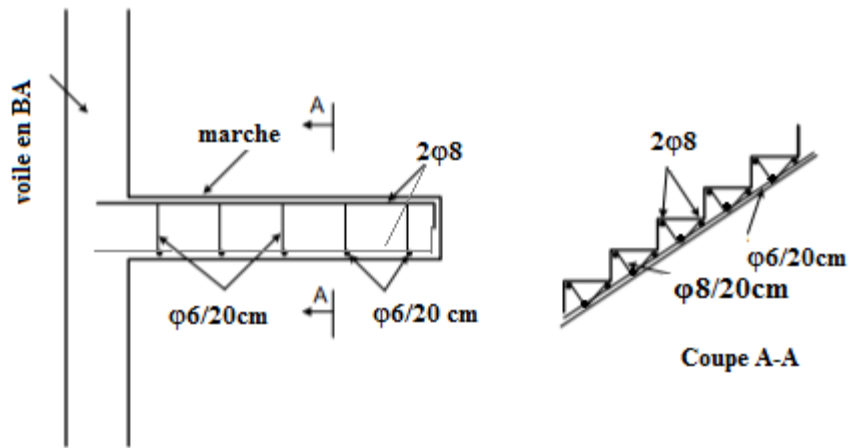


Figure III.18 :schéma de ferrailage des escaliers

III.4.7. Etude de la poutre palière :

III.4.7.1.Dimensionnement :

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \Rightarrow 22 \text{ cm} \leq h \leq 33 \text{ cm}$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$ donc $d = 0,9h = 27 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 8,1 \text{ cm} \leq b \leq 10,8 \text{ cm}$$

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

Les vérifications des conditions du R.P.A. 99/2003 :

$h = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$; Condition vérifiée ;

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$; Condition vérifiée ;

$$\frac{h}{b} = 1 < 4 ; \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.7.2.Charges supportées par la poutre :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ kN/m}$
- Poids du mur situé sur la poutre : $G_m = 2,67 \times 1,55 = 4,14 \text{ kN/m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ kN/m}$
- Réaction du palier : $R_{bg} = 21,83 \text{ kN/m}$

$$Q_u = (1,35 \times (2,25 + 4,14)) + 21,83 + (1,5 \times 2,5) = 34,21 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ser} = 2,25 + 4,11 + 2,5 + 21,83 = 30,69 \text{ kN/m}$$

III.4.7.3. Calcul des sollicitations à l'E.L.U :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{34,21 \times 3,30^2}{8} = 46,57 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 37,25 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40M_0 = 18,63 \text{ kN.m}$$

III.4.7.4. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

$$\text{On a : } b = 30 \text{ cm ; } h = 30 \text{ cm ; } d = 0,9h = 27 \text{ cm}$$

- En travée :

$$\text{Le moment ultime : } M_t = 37,25 \text{ kN.m}$$

$$\text{Le moment réduit } \mu_u : \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{37,25 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,120 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,936$$

$$\text{La section d'acier : } A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{37,25 \times 10^3}{0,936 \times 27 \times 348} = 4,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend comme choix 3T14: } A_{adm} = 4,62 \text{ cm}^2$$

- Sur appuis :

$$\text{Le moment ultime :}$$

$$M_a = 18,63 \text{ kN.m}$$

$$\text{Le moment réduit } \mu_u :$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{18,63 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,060 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,969$$

$$\text{La section d'acier :}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,63 \times 10^3}{0,969 \times 27 \times 348} = 2,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend comme choix 3T10 avec : } A_{adm} = 2,36 \text{ cm}^2$$

III.4.7.5. Les vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,98 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{sa} = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,98 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.7.6. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$Q_{ser} = 2,25 + 4,11 + 2,5 + 21,83 = 30,69 \text{ kN/m}$$

III.4.7.3. Calcul des sollicitations à l'E.L.U :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{30,69 \times 3,30^2}{8} = 41,777 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 35,510 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40M_0 = 16,711 \text{ kN.m}$$

- *En travée :*

$$A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2 \quad A_{sa} = 2,36 \text{ cm}^2$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \rightarrow y = 8,51 \text{ cm}$$

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = 30930 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 9,77 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 9,77 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

- *Sur appuis :*

$$A_{st} = 2,36 \text{ cm}^2 \quad A_{sa} = 4,62 \text{ cm}^2$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \rightarrow y = 5,98 \text{ cm}$$

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = 18395 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 5,44 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 5,44 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

$$T_u = \frac{Ql}{2} = \frac{34,21 \times 3,3}{2} = 65,45 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \times 10 = \frac{65,45 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 0,70 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,70 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

III.4.7.7. Ferrailage des armatures transversales :

a) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l\right\} = \min\{8,57 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

b) L'espacement

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{24,3 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{15 \text{ cm} ; 10\Phi_l\} = \min\{15 \text{ cm} ; 14 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t \leq 15 \times 1,4 \text{ cm} ; \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

c) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,35 ; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

III.4.7.8. Vérification de la section des armatures minimales:

$$\frac{A_t \times f_c}{b_0 \times S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa} \right\} = \max \{0,35; 0,4\} = 0,4 \text{MPa}$$

$$\frac{4,62 \times 235}{30 \times 10} = 3,61 \text{MPa} > 0,4 \text{MPa} \dots \text{verifiée}$$

d) L'ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi^2 f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\Phi_l f_c}{4 \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5 \Phi_l = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right) = 27 - (3 + 0,7 + 7,7) = 15,6 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 16,86 - 15,6}{1,87} = 0,57 \text{ cm}$$

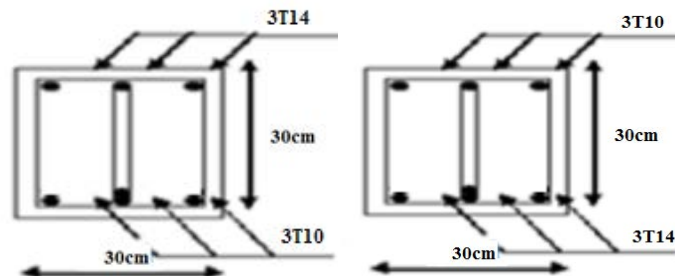
e) Calcul de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{30}{550} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,054 > 0,06 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{0 \text{ ser}}} \Leftrightarrow \frac{30}{550} > \frac{35,51}{10 \times 41,78} \Leftrightarrow 0,084 \geq 0,085 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2 f_c \Leftrightarrow \frac{4,62}{30 \times 27} \leq 4,2 \times 400 \Leftrightarrow 0,0057 < 1680 ; \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il est inutile de calculer la flèche



En appui

En travée

Figure III.18 : Ferrailage de la poutre palière.

CALCUL DES PLANCHERS

IV.1 Introduction :

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

- La résistance : ils doivent supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations appliquées sur eux ;
- L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

La structure étudiée a 02types de planchers :

- Planchers à corps creux : qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton ; les poutrelles sont des poutres de section en T et disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

D'après le pré dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 16 cm&20cm de hauteur dont :

Hauteur du corps creux = 16 cm&20cm

Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm&5cm

- Plancher à dalle pleine :

IV.2 Calcul du plancher à corps creux :

IV.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont disposées perpendiculairement au sens porteur et espacées de 65 cm et sur les quelles viennent s'appuyer l'hourdis sachant que :

- Hauteur du plancher : $h_t = 16\text{cm}\&20\text{cm}$
- Epaisseur de la nervure : $h_0 = 4\text{ cm}\&5\text{cm}$
- Largeur de la nervure : $b_0 = 12\text{ cm}$

Le calcul des poutrelles se fait en 2 phases (avant et après le coulage de la dalle de compression).

a) Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

Le calcul de la largeur (b) se fait à partir de la condition suivante : $b = 2b_1 + b_0 \dots \dots \dots (1)$

On a : $L = 5.35\text{ m}$; $l_1 = 0,65\text{ m}$

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \min \left(b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} ; b_1 \leq \frac{L}{10} ; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \right) = \min(b_1 \leq 26,5\text{ cm} ; b_1 \leq 53.5\text{ cm} ; 24\text{ cm} \leq b_1 \leq 32\text{ cm})$$

On prend : $b_1 = 26,5\text{ cm}$ et d'après (1) on a : $b = 65\text{ cm}$

b) 1^{ier} phase (avant le coulage de la dalle de compression) :

Dans cette phase les poutrelles sont supposées simplement appuyées, elles travaillent iso statiquement et elles sont soumises à leurs poids propre, aux poids des hourdis et une surcharge due à l'ouvrier ($Q = 1 \text{ kN/m}^2$). Ces charges engendrent un moment fléchissant ($M_0 = q l^2 / 8$), les poutrelles sont incapables de prendre cette sollicitation, d'où la nécessité d'un étaieement à mi travée pour diminuer le moment fléchissant.

b.1) Evaluation des charges et calcul des combinaisons :

- Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/m}$

Poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ kN/m}$

Donc : $G = 0,74 \text{ kN/m}$

- Surcharges d'exploitations :

Une surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ kN/m}$

- Les combinaisons et les efforts :

Le calcul se fait à l'E.L.U. et la vérification à l'E.L.S. :

E.L.U. :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 2,50 \text{ kN/m}$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,50 \times 5,35^2}{8} = 8,94 \text{ kN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,50 \times 5,35}{2} = 6,68 \text{ kN.m}$$

E.L.S. :

$$q_s = G + Q = 1,74 \text{ kN/m}$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{1,74 \times 5,35^2}{8} = 6,23 \text{ kN.m}$$

b.2) Ferrailage de la poutrelle :

On $a:b = 12 \text{ cm}$; $d = 3,6 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,94 \times 10^3}{120 \times 36^2 \times 14,17} = 0,0041 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$\mu < \mu_l \rightarrow$ Ça veut dire que les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, mais il faut mettre en place des étaies pour aider la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

c) 2^{ème} phase (après le coulage de la dalle de compression) :

Après durcissement du béton, la poutrelle forme un corps creux monolithe et continu avec la table de compression, elle sera donc sur des appuis continus et elle forme un système hyperstatique.

Tableau IV.1 : Combinaison des charges.

	G [kN/ml]	Q [kN/ml]	q_u [kN/ml]	P_s [kN/ml]
Plancher étage courant (16+4)	5,10	1,50	9,14	6,6
Partie du Plancher étage courant (20+5)	6,10	1,50	10,49	7,60

La poutrelle sera calculée respectivement sous une charge uniformément répartie de 9,14kN/ml & 10,49kN/ml

IV.2.2 Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le B.A.E.L 91/99 propose une méthode simplifiée dite « méthode forfaitaire » pour le calcul des moments fléchissant et efforts tranchants concernant les planchers des étages courant, pour le plancher terrasse on utilisera la méthode des trois moments car il ne vérifié pas l'une des 4 conditions et pour le plancher haut du premier étage, la méthode de Caquot est utilisée.

IV.2.2.1 Méthode forfaitaire :

Cette méthode s'applique quand les conditions suivantes sont vérifiées :

- La surcharge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq \max(2G ; 5kN/m^2)$;
- Les moments d'inertie sont les même dans les différentes travées ;
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

a) Principe de calcul des moments :

Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques M_0 de la travée indépendante.

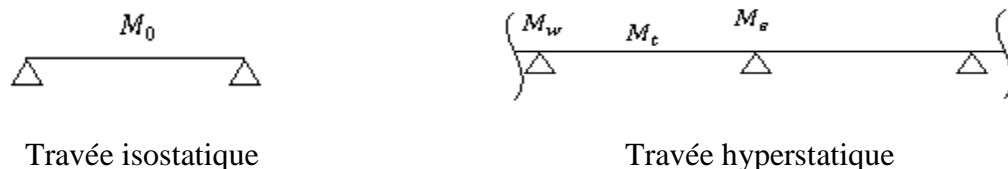


Figure IV.1 : Principe de calcul des moments.

Avec :

M_0 : Moment max de la travée indépendante ;

M_t : Moment max de la travée étudiée ;

M_w : Moment sur l'appui gauche de la travée ;

M_e : Moment sur l'appui droit de la travée.

α : Le rapport des charges d'exploitation Q à la somme des charges permanentes G et les

surcharge d'exploitation Q : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Les valeurs M_t, M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

- Travée de rive :

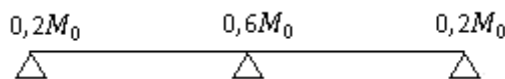
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

- Travée intermédiaire :

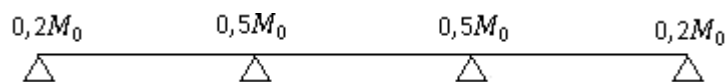
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

1. Cas de 2 travées :



2. Cas de 3 travées :



3. Cas de plus de 3 travées :

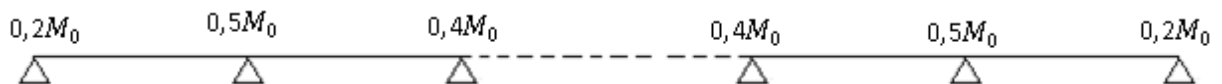


Figure IV.2 : Schémas explicatifs (méthode forfaitaire).

b) Principe de calcul de l'effort tranchant :

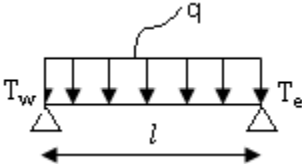
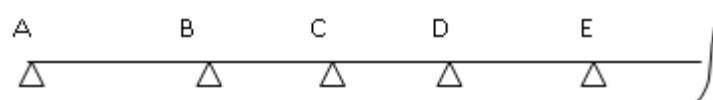
$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$


Figure IV.3 : Principe de calcul de l’effort tranchant.

c) La méthode forfaitaire modifiée :

Cette méthode est applicable, si le rapport des portées de deux travées successives n’est pas compris entre 0,8 et 1,25. Selon les travées, on distingue deux cas :

c.1) Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées :



Il suffit de porter sur l’appui (B) la petite des valeurs admissibles pour le moment sur appuis, soit dans le cas de la figure ci-dessus. $0,5M_0$ (M_0 correspond à la travée (AB) puis de portée sur l’appui (C) à la petite des valeurs admissibles, c’est-à-dire dans le cas traité $0,4M_0$ (M_0 correspond au moment isostatique maximal de travée (CD).

Ayant obtenu la ligne de fermeture des moments sur appuis entre B et C, on devra porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de la travée (BC).

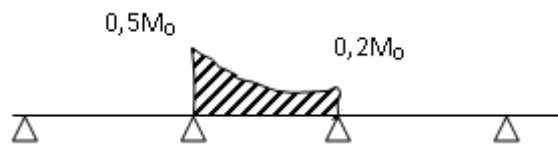


Figure IV. 4 : valeurs admissibles (travée intermédiaire).

Les appuis B et C devront avoir une section correspondante au moment résultant (partie hachuré de la figure ci-dessus) qui peut être déterminée par la formule suivante :

$$M_x = \frac{Q_x(L_{bc} - x)}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}}\right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}}\right) ; x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q \times L_{bc}}$$

Les moments en travées des poutrelles (AB) et (BC) sont calculés par la méthode forfaitaire.

La travée (BC) sera armée à la partie inférieure par un moment correspondant à $0,5M_0$

M_0 : Le moment isostatique maximal de la travée (BC).

c.2) cas d'une travée de rive :



Figure IV.5 : valeurs admissibles (travée de rive).

Il suffit de porter sur l'appui (A) la valeur du moment admissible tenu de l'encastrement possible, en (B) ou devra porter la valeur du moment admissible, c'est-à-dire $0,6M_0(BC)$ s'il y a que deux travées ou $0,5 M_0(BC)$ s'il existe plus de deux travées, il est alors possible de tracer la ligne de fermeture AB puis de porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de (AB) les prévus en A devront avoir une section correspondante en moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus).

Comme précédemment les armatures inférieures de la travée (AB) devront correspondre au moment $0,5M_0(BC)$ si la poutrelle est à plus de deux travées et $0,6 M_0 (AB)$ s'il n'y a que deux travées.

IV.2.2.3 Méthode des trois moments :

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.

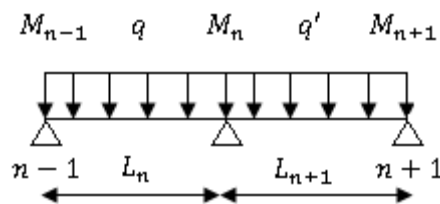


Figure IV.6 : Schéma expliquant la méthode des trois moments (1).

En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque ; On a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.

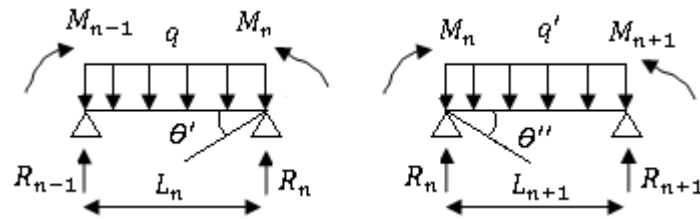


Figure IV.7 : Schéma expliquant la méthode des trois moments (2).

Avec :

M_{n-1}, M_n et M_{n+1} : Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1), Ils supposés positifs.

Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a : $\theta' = \theta''$.

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n et L_{n+1} sous les charges connues q et q' peuvent être tracé selon la méthode classique, M_{n-1}, M_n et M_{n+1} sont provisoirement omis.

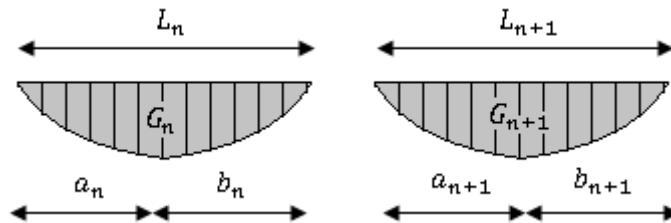


Figure IV.8 : Schéma expliquant la méthode des trois moments (3).

G_n et G_{n+1} : Les centres de gravité des aires des diagrammes des moments.

a_n, b_n, a_{n+1} et b_{n+1} : Les longueurs de part et d'autre du centre de gravité.

S_n et S_{n+1} : Les aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1} .

$$\theta' = \theta'_{(M_{n-1})} + \theta'_{(M_n)} + \theta'(q)$$

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_{n-1} \times L_n}{6EI} + \frac{M_n \times L_n}{3EI} \text{ et } \theta'' = \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{6EI}$$

$$\begin{aligned} \theta' = \theta'' &\Leftrightarrow (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) \\ &= -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \end{aligned}$$

Cette équation est appelée « équation de Clapeyron », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

IV.2.3 Calcul des poutrelles des planchers des étages courants :

On se contente d'étudier en premier lieu en détail la poutrelle la plus répandue dont $G = 5,10$ kN/m², la poutrelle posée dans la partie du plancher (20+5) dont $G = 6,10$ kN/m² fait l'objet d'un calcul à part.

IV.2.3.1 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1. La surcharge d'exploitation :

Plancher étage courant : $G = 5,10$ kN/m² ; $Q = 1,50$ kN/m

$Q = 1,50$ kN/m² < $2G = 10,2$ kN/m² ; Condition vérifiée.

1. Poutres à inerties transversales constantes ; Condition vérifiée.

2. $\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$; $0,8 \leq \frac{5,35}{5,45} = 0,981 \leq 1,25$; Condition non vérifiée.

3. Fissuration peu préjudiciable :

La méthode forfaitaire modifiée est applicable sur les planchers des étages courant.

IV.2.3.2 Les type de poutrelles :

Avant de définir les types de poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher d'étage courant :

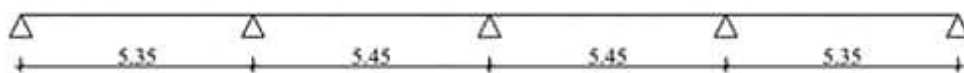
$$\begin{cases} G = 5,10 \times 0,65 = 3,32 \text{ kN/m} \\ Q = 1,50 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/m} \end{cases} \text{ Donc : } \begin{cases} Q_u = 5,94 \text{ kN/m} \\ Q_{ser} = 4,30 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,50}{1,50 + 5,1} = 0,227$$

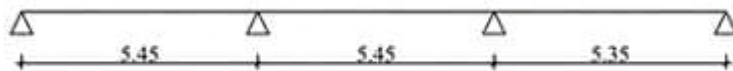
Etude des poutrelles :

- Les types des poutrelles

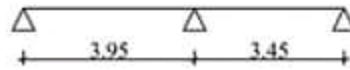
1. Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :



Type 4 :

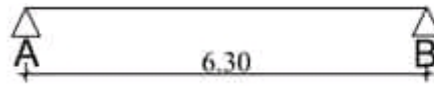


Figure IV.9 : Schéma statique des poutrelles.

IV.2.3.3 Calcul des sollicitations :

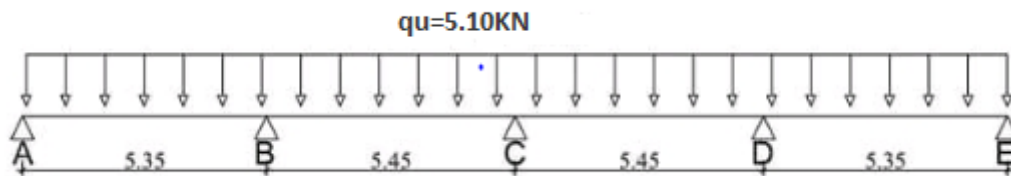
$Q_u = 5,94 \text{ kN/m}$ et $Q_{ser} = 4,30 \text{ kN/m}$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} M_t \text{ (1)} \\ M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 M_t \text{ (2) (travée de rive)} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} M_t \text{ (1)} \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 M_t \text{ (3) (travée intermédiaire)} \end{array} \right.$$

$$\text{On a : } \alpha = 0,227 ; \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,3\alpha = 1,068 > 1,05 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,63405 \text{ (travée de rive)} \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53405 \text{ (travée intermédiaire)} \end{array} \right.$$

IV.2.3.3.1 Calcul des sollicitations que subit la poutrelle de type 1 :



- Moment isostatique et moments sur appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0AB} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,10 \times 5,35^2}{8} = 21,27 \text{ KN.m} \\ M_{0BC} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,10 \times 5,45^2}{8} = 22,07 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ M_{0\ CD} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,10 \times 5.45^2}{8} = 22.07\text{KN.m} \right.$$

$$\left\{ M_{0\ DE} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,10 \times 5.35^2}{8} = 21.27\text{KN.m} \right.$$

- Moments sur appuis :

$$M_A = 0,2(M_{0\ AB}) = 0,2 \times 21.27 = 4,25\text{kN.m}$$

$$M_B = 0,5\max(M_{0\ AB}; M_{0\ BC}) = 0,5\max(21.27; 22.07) = 11.04\text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,4\max(M_{0\ BC}; M_{0\ CD}) = 0,4\max(22.07; 22.07) = 8.83\text{ kN.m}$$

$$M_D = 0,5\max(M_{0\ CD}; M_{0\ DE}) = 0,5\max(22.07; 21.27) = 11.04\text{ kN.m}$$

$$M_E = 0,2(M_{0\ DE}) = 0,2 \times 21.27 = 4,25\text{kN.m}$$

- Moments En travées :

$$\text{Travée(A - B)} \left\{ \begin{array}{l} M_T \geq 1.068 \times M_{0\ AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 15,07\text{KN.m} \\ M_T \geq 0.63405 \times M_{0\ AB} = 13.49\text{kN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_{TAB} = 15.07\text{ kN.m}$$

$$\text{Travée (B - C)} \left\{ \begin{array}{l} M_T \geq 1.068 \times M_{0\ BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 13.64\text{KN.m} \\ M_T \geq 0.53405 \times M_{0\ BC} = 11.36\text{kN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_{TBC} = 13.64\text{kn.m}$$

$$\text{Travée (C - D)} \left\{ \begin{array}{l} M_T \geq 1.068 \times M_{0\ CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 9.34\text{KN.m} \\ M_T \geq 0.53405 \times M_{0\ CD} = 11.36\text{kN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_{TBC} = 13.64\text{kN.m}$$

$$\text{Travée(D - E)} \left\{ \begin{array}{l} M_T \geq 1.068 \times M_{0\ DE} - \frac{M_D + M_E}{2} = 15.85\text{KN.m} \\ M_T \geq 0.63405 \times M_{0\ DE} = 13.49\text{kN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_{TDE} = 15.07\text{ kN.m}$$

Efforts tranchants :

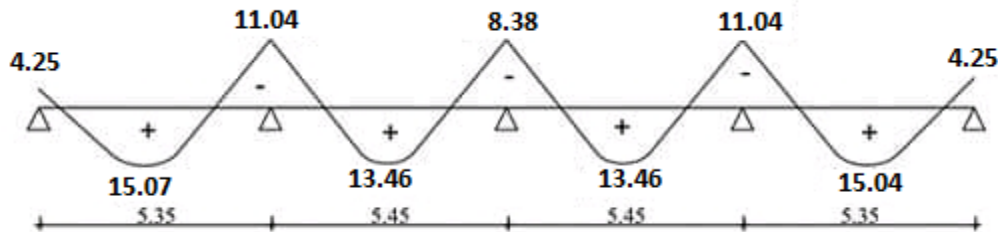
$$\text{Travée (A-B)} \left\{ \begin{array}{l} T_A = \frac{4.25 - 11.04}{5.35} + 5.94 \frac{5.35}{2} = 14.63\text{ KN} \\ T_B = \frac{4.25 - 11.04}{5.35} - 5.94 \frac{5.35}{2} = -17.17\text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (B-C)} \left\{ \begin{array}{l} T_B = \frac{11.04 - 8.83}{5.45} + 5.94 \frac{5.45}{2} = 16.60\text{ KN} \\ T_C = \frac{11.04 - 8.83}{5.45} - 5.94 \frac{5.45}{2} = -15.79\text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (C-D)} \left\{ \begin{array}{l} T_C = \frac{9.31 - 11.70}{5.45} + 5.94 \frac{5.45}{2} = 15.79\text{ KN} \\ T_D = \frac{9.31 - 11.70}{5.45} - 5.94 \frac{5.45}{2} = -16.60\text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (D-E)} \begin{cases} T_D = \frac{11.70-4.51}{5.35} + 6.3 \frac{5.35}{2} = 17.17 \text{KN} \\ T_E = \frac{11.70-4.51}{5.35} - 6.3 \frac{5.35}{2} = -14.63 \text{KN} \end{cases}$$

c) Diagramme des moments fléchissant M [kN.m] :



d) Diagramme des efforts tranchants T [kN] :

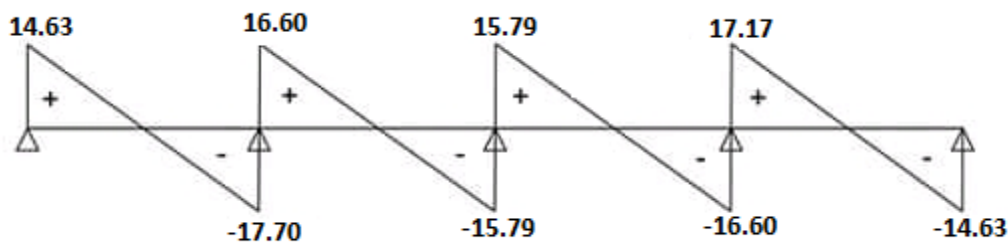


Tableau IV.2 : Les sollicitations que subit la poutrelle

Niv	Type de poutrelle	Travée	L (m)	E.L.U						E.L.S			
				M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e
RDC au 10 Etage	01	AB	5.35	21.27	15.07	4.25	11.04	14.63	-17.70	15.37	10.89	3.07	7.97
		BC	5.45	22.07	13.64	11.04	8.38	16.60	-15.79	15.95	9.86	7.97	6.38
		CD	5.45	22.07	13.64	8.38	11.04	15.79	-16.60	15.95	9.86	6.38	7.97
		DE	5.35	21.27	15.07	11.04	4.25	17.17	-14.63	15.37	10.89	7.97	3.07
	02	AB	5.45	22.07	15.85	4.41	11.04	14.98	-17.41	15.95	11.45	3.19	7.97
		BC	5.45	22.07	12.54	11.04	11.04	16.20	-17.41	15.95	9.06	7.97	7.97
		CD	5.35	21.27	15.07	11.04	4.25	17.17	-14.63	15.37	10.89	7.97	3.07
	03	AB	3.95	11.59	7.75	2.32	6.96	10.57	-12.91	8.38	5.60	1.68	5.03
		BC	3.45	8.48	5.61	6.96	1.77	11.76	-8.75	6.39	4.05	5.03	1.28
	04	AB	6.30	33.86	29.09	6.76	6.76	21.50	-21.50	24.54	21.08	4.91	4.91

$$\text{E.L.U} \begin{cases} M_{t \max} = 15.85 \text{ kN.m} \\ M_{rive \max} = 11.04 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 11.04 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 17.17 \text{ kN.m} \end{cases}
 \quad
 \text{E.L.U} \begin{cases} M_{t \max} = 11.45 \text{ kN.m} \\ M_{rive \max} = 7.97 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 7.97 \text{ kN.m} \end{cases}$$

IV.2.4 Calcul des poutrelles du plancher terrasse :

Ce plancher, situer au dernier étage de la construction est exposé à l’extérieur, donc il ne satisfait pas la condition de fissuration peu préjudiciable pour pouvoir appliquer la méthode forfaitaire. C’est pour cela que la méthode des trois moments est la plus adaptée pour le calcul des poutrelles de ce plancher. Sa surcharge d’exploitation n’est pas très importante, parce que ce plancher n’a pas vocation à être accessible.

$$\begin{aligned}
 & (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) \\
 & = -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \quad (1)
 \end{aligned}$$

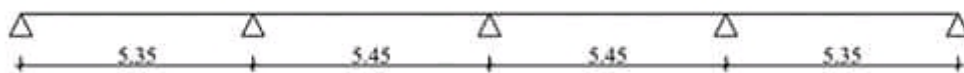
IV.2.4.1 Les type de poutrelles :

Avant de définir les types de poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher terrasse :

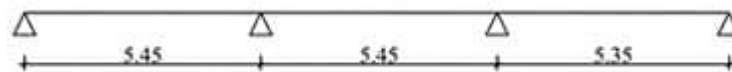
$$\begin{aligned}
 \begin{cases} G = 6,48 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1,00 \text{ kN/m}^2 \end{cases} & \Rightarrow \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,25 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{ser} = G + Q = 7,48 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \\
 & \Rightarrow \begin{cases} Q_u = 10,25 \times 0,65 = 6,66 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{ser} = 7,48 \times 0,65 = 4,86 \text{ kN/m}^2 \end{cases}
 \end{aligned}$$

Notre plancher terrasse comporte 3 types de poutrelles :

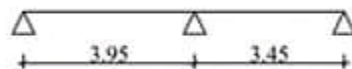
Type 01 :



Type02 :



Type 03 :



Type 04 :

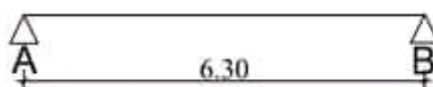
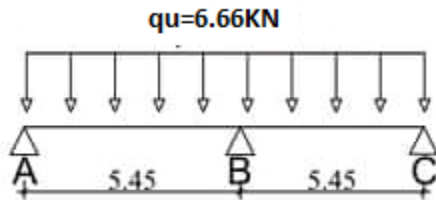


Figure IV.10 : Schéma statique des poutrelles du plancher terrasse.

IV.2.4.2 Calcul des moments fléchissant :

La poutrelle de type 1 sera prise comme exemple de calcul détaillé, les autres poutrelles suivent les mêmes étapes de calcul.

On isole les deux premières travées adjacentes AB et BC :



$$M_A = M_{n-1} ; M_B = M_n \text{ et } M_C = M_{n+1}$$

1. Partie AB :

$$M_{0AB} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,66 \times 5,45^2}{8} = 24,73 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{5,45}{2} = 2,725 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3}(L_n \times M_{0AB}) = \frac{2}{3}(5,45 \times 24,73) = 89,86 \text{ m}^2$$

1. Partie BC :

$$M_{0BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,66 \times 5,45^2}{8} = 24,73 \text{ kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{5,45}{2} = 2,725 \text{ m}$$

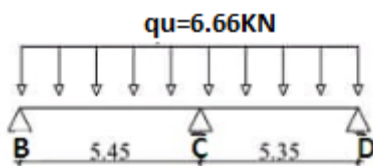
$$S_{n+1} = \frac{2}{3}(L_{n+1} \times M_{0BC}) = \frac{2}{3}(5,45 \times 24,73) = 89,86$$

2. Détermination de l'équation :

$$M_A = -0,2M_{0AB} = -0,2 \times 24,73 = -4,95$$

$$(1) \Rightarrow 21,8M_B + 5,45M_C + 544,14 = 0 \quad (I)$$

- On isole les deux premières travées adjacentes BC et CD :



$$M_B = M_{n-1} ; M_C = M_n \text{ et } M_D = M_{n+1}$$

$$M_{0BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6.66 \times 5.45^2}{8} = 24.73 \text{ kN.m}$$

$$a_n = \frac{L_n}{2} = \frac{5.45}{2} = 2.725 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3}(L_n \times M_{0BC}) = \frac{2}{3}(5.45 \times 24.73) = 89.86 \text{ m}^2$$

$$M_{0CD} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6.66 \times 5.35^2}{8} = 23.83 \text{ kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{5.35}{2} = 2.675 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3}(L_{n+1} \times M_{0CD}) = \frac{2}{3}(5.35 \times 23.83) = 85.00 \text{ m}^2$$

$$M_D = -0.2M_{0CD} = -0.2 \times 23.83 = -4.77$$

On peut maintenant déterminer l'équation :

$$(1) \Leftrightarrow 5.45M_B + 21.6M_C + 527.11 = 0 \quad (II)$$

- Détermination des moments aux appuis et en travées :

1. Sur appuis :

Il suffit de faire la résolution des trois équations trouvées précédemment :

$$\begin{cases} 21.8M_B + 5.45M_C + 544.14 = 0 \\ 5.45M_B + 21.6M_C + 527.11 = 0 \end{cases}$$

Et don on a :

$$M_A = -4.95 \text{ kN.m} \quad M_B = -18.91 \text{ kN.m} \quad M_C = -18.33 \text{ kN.m} \quad M_D = -4.77 \text{ kN.m}$$

2. En travée :

$$M_{tAB} = \frac{M_A + M_B}{2} + M_{0AB} = \frac{-4.95 - 18.91}{2} + 24.73 = 12.80 \text{ kN.m}$$

$$M_{tBC} = \frac{M_B + M_C}{2} + M_{0BC} = \frac{-18.91 - 18.33}{2} + 24.73 = 6.11 \text{ kN.m}$$

$$M_{tCD} = \frac{M_C + M_D}{2} + M_{0CD} = \frac{-18.33 - 4.77}{2} + 23.83 = 12.28 \text{ kN.m}$$

IV.2.4.3 Calcul des efforts tranchant :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} T_w = \frac{M_A - M_B}{l} + Q_u \frac{l}{2} = \frac{-4.95 + 18.91}{5.45} + \left(6.66 \times \frac{5.45}{2}\right) = 15.59 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_A - M_B}{l} - Q_u \frac{l}{2} = \frac{-4.95 + 18.91}{5.45} - \left(6.66 \times \frac{5.45}{2}\right) = -20.71 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Travée BC : } & \begin{cases} T_w = \frac{-18.91+18.33}{5.45} + \left(6.66 \times \frac{5.45}{2}\right) = 18.26kN \\ T_e = \frac{-18.91+18.33}{5.45} - \left(6.66 \times \frac{5.45}{2}\right) = -18.05 kN \end{cases} \\
 \text{Travée CD : } & \begin{cases} T_w = \frac{-18.33 + 4.77}{5.35} + \left(6.66 \times \frac{5.35}{2}\right) = 20.35kN \\ T_e = \frac{-18.33 + 4.77}{5.35} - \left(6.66 \times \frac{5.35}{2}\right) = -15.28kN \end{cases}
 \end{aligned}$$

Diagramme des moments fléchissant M [KN.m]:

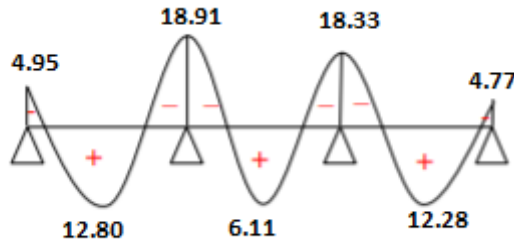


Diagramme des efforts tranchants T [KN]

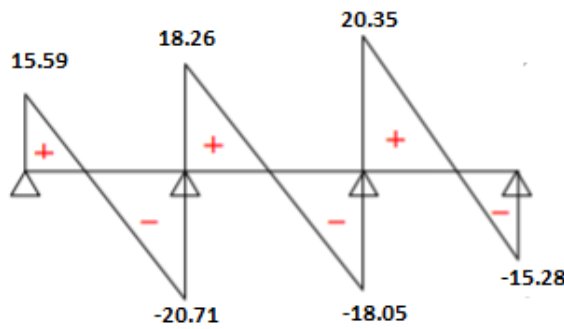


Tableau IV. 3 : Récapitulatif des résultats trouvés du plancher terrasse.

Type de poutrelle	travée	L (m)	E.L.U						E.L.S			
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e
01	AB	5.35	23.83	11.68	4.77	19.54	15.06	-20.58	17.40	9.23	3.48	12.85
	BC	5.45	24.73	7.90	19.54	14.12	19.15	-17.16	18.05	6.02	12.85	11.21
	CD	5.45	24.73	7.56	14.12	20.22	17.03	-19.27	18.05	5.18	11.21	14.53
	DE	5.35	23.83	11.34	20.22	4.77	11.34	-14.93	17.40	8.39	14.53	3.48
02	AB	5.45	24.73	12.80	4.95	18.91	15.59	-20.71	18.05	9.46	3.61	13.57
	BC	5.45	24.73	6.11	18.91	18.33	18.26	-18.05	18.05	4.11	13.57	14.30
	CD	5.35	23.83	12.28	18.33	4.77	20.35	-15.28	17.40	8.50	14.30	3.48
03	AB	3.95	12.99	6.49	2.6	10.40	11.18	-15.13	9.48	4.74	1.90	7.59
	BC	3.45	9.91	3.72	10.40	1.98	13.93	-9.05	7.23	2.72	7.59	1.45
04	AB	6.3	37.40	29.92	7.48	7.48	23.75	23.75	27.35	21.88	5.47	5.47

$$\text{E.L.U.} \begin{cases} M_{t \max} = 12.80 \text{ KN.m} \\ M_{rive \max} = 20.22 \text{ KN.m} \\ M_{inter \max} = 20.22 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 20.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{E.L.S.} \begin{cases} M_{t \max} = 9.46 \text{ KN.m} \\ M_{rive \max} = 14.53 \text{ KN.m} \\ M_{inter \max} = 14.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.4.5 Ferrailage des poutrelles :

III.4.5.1 Exemple de calcul :

Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U.):

En travée :

Moment équilibré par la table « Mt »

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} (d - h_0/2)$$

$$\text{Avec :} \begin{cases} d = 0,9h = 0,9 \times 20 = 18 \\ f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \\ h_0 = 4 \text{ cm} , \quad b = 65 \text{ cm} \end{cases}$$

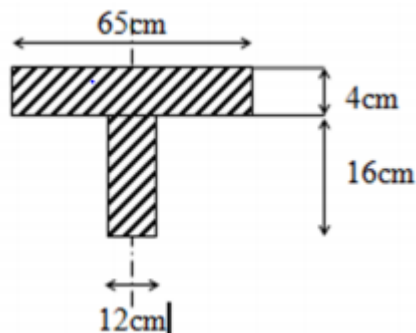


Figure IV.11 : Géométrie de la poutrelle.

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(\frac{d - h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(\frac{18 - 4}{2} \right) \times 10^{-3} = 58.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 15.85 \text{ KN.m} < M_t = 58.95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à :

$$M_{t \max} = 15.85 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15.85 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,17} = 0,053 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,038 \rightarrow \beta = 0,972 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15.85 \times 10^3}{0,972 \times 18 \times 348} = 2.6 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (section en T \acute{e}) :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 h + (b - b_0) h]} = \frac{12(20)^2 + (65 - 12)4^2}{2[12 \times 20 + (65 - 12) \times 4]} = 6.25 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 6.25 = 13.75 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{(65 \times 13.75^3) - ((65 - 12) \times (13.75 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 13.75)^3}{3}$$

$$= 15474.42 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{15474.42 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 13.75 \times 400} = 0,365 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 2.6 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,365 \text{ cm}^2$; Condition v \acute{e} rifi \acute{e} e

On prend : 2T10 + 1T12 ; $A_s = 2.70 \text{ cm}^2$

Surappui :

Puisque le b \acute{e} ton tendu est n \acute{e} glig \acute{e} dans le calcul, donc la section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b $_0$.h) = (12 \times 20) cm 2 :

Mappai-inter = 11.04 KN.m

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11.04 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0.200 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0.200 \rightarrow \beta = 0.887$; β est tir \acute{e} e du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.04 \times 10^3}{0.887 \times 18 \times 348} = 1.99 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilit \acute{e} (section en T \acute{e}) :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e} = \frac{15474.42 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6.25 \times 400} = 0.8 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 1.99 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.8 \text{ cm}^2$; Condition v \acute{e} rifi \acute{e} e ;

On prend : 2T12 ; $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ 1T12 fil + 1T12 chapeau

Tableau III-4 R \acute{e} sum \acute{e} de ferrailage des poutrelles

		A _{st} calculé (cm ²)		A _{st} choisie (cm ²)	
		Travée	Appui	Travée	appui
Du RDC au Étages courants	Type01 (16+4)	2.6	1.99	2.70 (2T10 + 1T12)	2.26 (2T12)
	Type02 (20+5)	3.84	1.00	3.80 (2T12+1T 14)	1.13 (1T12)
Terrasse	Type01(16+4)	2.09	4.26	3.05 (2T12+1T10)	4.21 (2T14+1T 12)
	Type02(20+5)	3.95	1.00	4.21 (2T14+1T 12)	1.13 (1T12)

IV.4.5.2 Vérification à l'E.L.S. :

a) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 32,5y^2 + 50,85y - 915,3 = 0 \rightarrow y = 4,26 \text{ cm}$$

$$y = 4,26 \text{ cm} > h_0 = 4 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = 10\,399 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 3,88 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,88 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

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

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 187,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 187,48 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de la flèche :

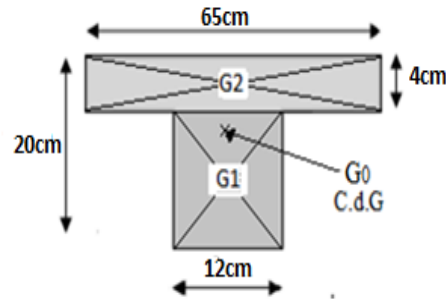
D'après BAEL91 modifié 99, il faut que

Les conditions qui suivantes soient vérifiées :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L_{max}}{500}$$

avec : L_{max} : La portée maximale des poutrelles.

Figure IV.12 : C.d.G de la poutrelle



Dans notre cas, on a : $L_{max} = 5,45m$

$$f_l = \frac{l}{500}$$

$$I = \frac{bh_0^3}{12} + bh_0 y^3 ; \text{Théorème de Huygens}$$

G1 : X=0,06 / Y=0,1

G2 : X=0,325 / Y=0,02.

$$I = \frac{bh_0^3}{12} + (bh_0) \times G_2 G_0^2 + \left(\frac{b_0 H_0^3}{12}\right) + ((b_0 H) \times G_0 G_1^2) = 15\,486,9 \text{ cm}^4$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa} ; M_{ser} = 11,96 \text{ kN.m}$$

$$f_e = \frac{M_{ser} \times l^2}{9,6EI} = \frac{11,96 \times 10^{-3} \times 5,2^2}{9,6 \times 32164,19 \times 1,87 \times 10^{-4}} = 0,0056 \text{ m} = 0,56 \text{ cm}$$

$$f_l = \frac{l}{1000} + 0,5 \text{ cm} = \frac{520}{1000} + 0,5 = 1,045 \text{ cm}$$

$f_e < f_l$; Condition vérifiée.

e) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{15,18 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,216} = 0,58 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$; Fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

IV.2.3.4.3 Les armatures transversales A_t :

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_L\right) = \min\left(\frac{240}{35} ; \frac{120}{10} ; 10\right) = \min(6,86 ; 12 ; 10) ;$$

On trouve $\Phi_t = 6,86 \text{ mm}$

On adopte : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

a) Calcul des espacements :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(19,44 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 19,44 \text{ cm}$$

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

b) La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

$$k = 1 ; f_{tj} = 2,1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2}\right)$ par la méthode des triangles semblables.

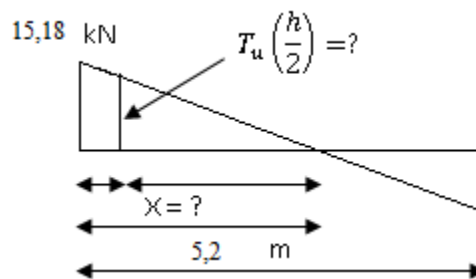


Figure IV.13 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{X - \frac{h}{2}} \Rightarrow T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{max} \times \left[X - \left(\frac{h}{2}\right)\right]}{X}$$

On calcul la distance « X » :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{5,2}{2} + \frac{4,26 - 12,77}{6,3 \times 5,2} = 2,34 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,24}{2} = 0,12 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{15,18 \times (2 - 0,12)}{2} = 14,26 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{14,26 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,216} = 0,55 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,55 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = - 5,22 \times 10^{-3} \text{ cm} \quad (2)$$

c) Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,034 \text{ MPa}; 0,4 \text{ MPa}) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \tag{3}$$

On prend le max entre (2) et (3) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq 0,02$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\text{On trouve : } A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

- Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_l; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm}; 15 \text{ cm}) = S_t \leq 10 \text{ cm} \rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$$

- Espacement dans la zone courante :

$$S_t \leq 15 \text{ cm}; \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

d) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{6,3}{0,9 \times 21,6 \times 10^{-2}} = 32,41 \text{ kN}$$

$F_u = 32,41 \text{ kN} > T_u = 15,18 \text{ kN}$; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

e) Compression de la bielle d'about :

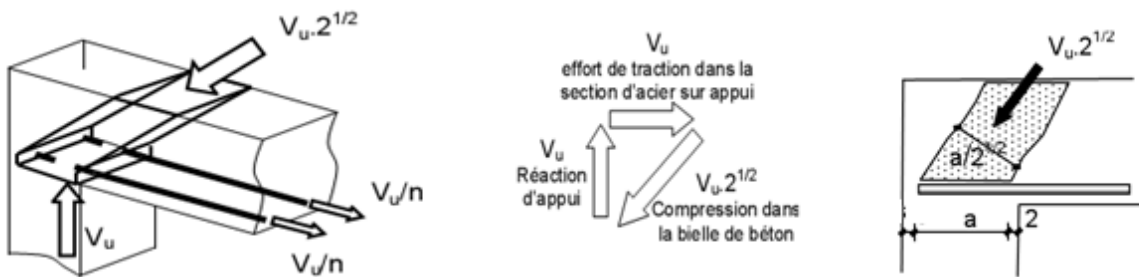


Figure IV.14 : Schéma de la bielle d'about.

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la biellette.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° , donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 15,18 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10}$$

$$= 0,019 \text{ m} = 1,9 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ; a' = c - c' - 2 ; c' \quad c' : \text{L'enrobage.}$$

$$= 2,5 \text{ cm} ; c = 45 \text{ cm}$$

$$a' : \text{La largeur d'appui ;} \quad a' = 45 - 2,5 - 2 = 40,5 \text{ cm}$$

c : La largeur de l'appui du poteau ;

$$a = \min [(40,5 \text{ cm} ; 19,44 \text{ cm}) = 19,44 \text{ cm} ; a > 1,5 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée.}]$$

f) Entraînement des armatures :

f.1) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 15,18kN ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi \times \Phi = \pi \times 1 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{15,18 \times 10^3}{19,44 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,82 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0,82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

f.2) Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire (b = 30 cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

$$r = 5,5\phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$$

f.3) Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{L}{22,5} \Rightarrow \frac{24}{400} = 0,06 > 0,045 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{24}{400} = 0,06 > \frac{11,96}{15 \times 15,41} = 0,05 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{1,58}{12 \times 21,6} = 0,006 \leq \frac{3,60}{400} = 0,009 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Niveau	Les types	Travée	Appui
RDC + Étage Courant	(16+4)		
	(20+5)		
	(16+4)		

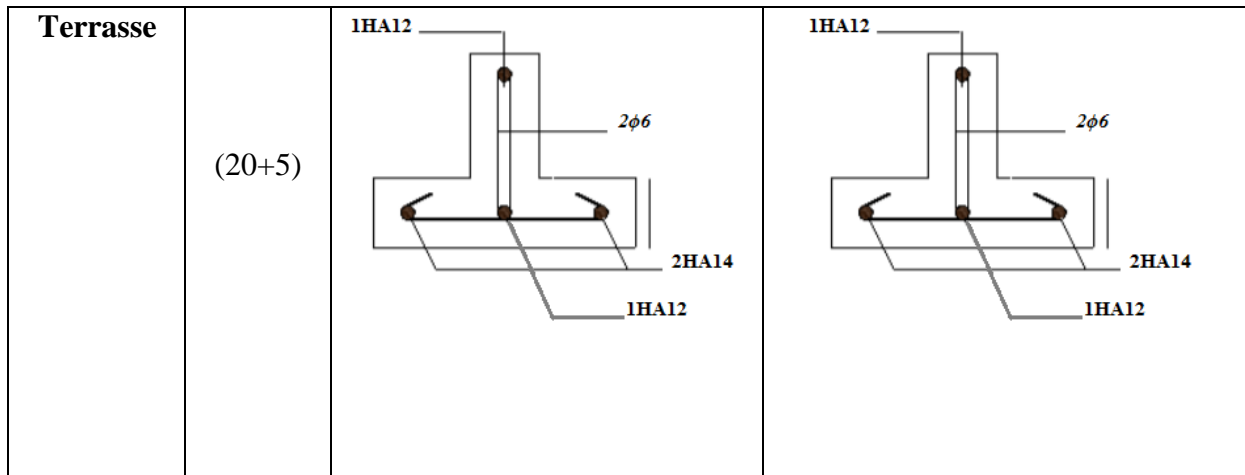


Figure IV.15 : ferrailage des poutrelles

IV.5 Calcul du plancher à dalle pleine :

IV.5.1 Méthode de calcul :

Ce plancher comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée : $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans le sens de petite portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_x$

Tel que :

μ_x et μ_y : sont des coefficients fonction de α et $\nu = 0$ à l'ELU & à l'ELS pour le calcul des sollicitations, $\nu = 0,2$ à l'ELU & à l'ELS pour le calcul des déformations.

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 : $\begin{cases} M_a = 0.35 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_a = 0.5 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$

IV.5.2 Evaluation des charges :

$$\begin{cases} G = 5,7 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 5,00 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 14,91 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{ser} = G + Q = 10,7 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

IV.5.3 Calcul du ferrailage :

a) Détermination des efforts :

Tableau VI.6 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens.

Les efforts à l'ELU $\nu = 0$										
L_X (m)	L_Y (m)	α	Sens x				Sens y			
			μ_x	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)	μ_y	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)
5,45	6,30	0,87	0,0488	21,61	16,21	10,81	0,7244	15,65	11,73	7,83
Les efforts à l'ELS $\nu = 0$										
L_X (m)	L_Y (m)	α	Sens x				Sens y			
			μ_x	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)	μ_y	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)
5,45	6,30	0,87	0,0368	11,70	8,78	5,85	0,7244	8,48	6,36	4,24

b) Calcul des armatures :

- Suivant L_x :

1. En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16,21 \times 10^3}{100 \times 15,3^2 \times 14,17} = 0,049 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,063 \rightarrow \beta = 0,975 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16,21 \times 10^3}{0,975 \times 15,3 \times 348} = 3,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T12= 4,52 cm², avec un espacement de 25cm.

2. Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,81 \times 10^3}{100 \times 15,3^2 \times 14,17} = 0,033 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,033 \rightarrow \beta = 0,983 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,81 \times 10^3}{0,983 \times 15,3 \times 348} = 2,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T10= 3,14 cm², avec un espacement de 25 cm.

c) Condition de non fragilité :

Pour une dalle travaillant dans les deux sens, la condition de non fragilité est la suivante :

- Sens y :

$$A_y = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_{y \text{ min}} = 8 \times \text{épaisseur} = 1,3 \text{ cm}^2 ; \text{Pour Fe400 ; Condition vérifiée}$$

- Sens x :

$$A_x = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_{x \text{ min}} = A_{y \text{ min}} \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 1,065 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

- Suivant L_y :

1. En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11,73 \times 10^3}{100 \times 15,3^2 \times 14,17} = 0,035 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,035 \rightarrow \beta = 0,982 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,73 \times 10^3}{0,982 \times 15,3 \times 348} = 2,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T10= 3,14 cm², avec un espacement de 25cm.

2. Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,83 \times 10^3}{100 \times 15,3^2 \times 14,17} = 0,024 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,83 \times 10^3}{0,988 \times 15,3 \times 348} = 1,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T10= 3,14 cm², avec un espacement de 25 cm.

c) Condition de non fragilité :

Pour une dalle travaillant dans les deux sens, la condition de non fragilité est la suivante :

- Sens y :

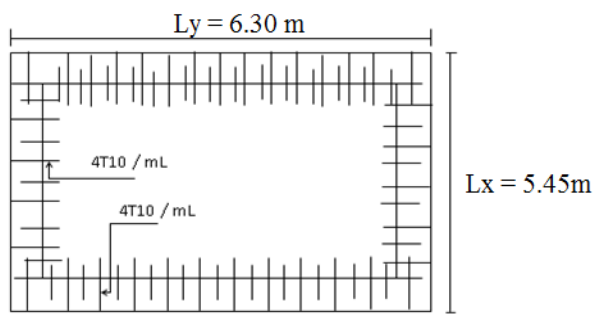
$$A_y = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{y \text{ min}} = 8 \times \text{épaisseur} = 1,3 \text{ cm}^2 ; \text{Pour Fe400 ; Condition vérifiée}$$

- Sens x :

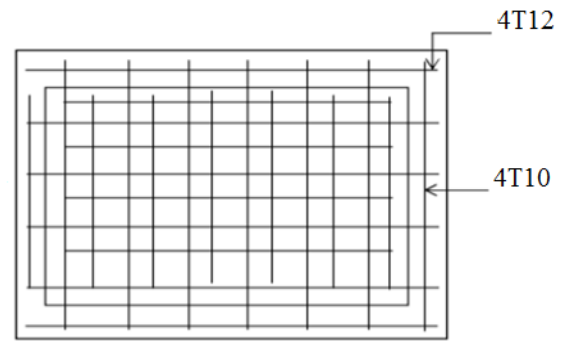
$$A_x = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{x \text{ min}} = A_{y \text{ min}} \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 1,065 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'espacement :

$$\text{Dans le sens le plus sollicité : } \begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} ; \text{Condition vérifiée}$$



Sur appui



En travée

Figure IV.16: ferrailage de la dalle pleine

**L'ETUDE SISMIQUE DU
BATIMENT**

V.1 Introduction :

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme et d'éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

V.2 Présentation du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...Etc.).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, 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. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds.
- Les dalles ont été modélisées par des éléments « SHELL » (dalles pleines).

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ selon RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.

V.3 Méthode de calcul :

Le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure, on distingue principalement deux méthodes d'analyse :

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 suivant différentes méthodes : Réponse Spectrum fonction, Time HistoryFunction, ...

Réponse Spectrum Fonction a été choisi parce qu'elle est basée sur la méthode dynamique modale spectrale et qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes :

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître) ;
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan ;
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

V.4 Méthode d'analyse modale spectrale :

V.4.1 Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure. La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de 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 de calcul :

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3,0 \text{ S} \end{cases}$$

V.4.3 Nombre de mode à considérer :

D'après le RPA 99/2003 (article 4.3.4 -a) :

1. Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
 - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
2. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_k \leq 0,20 \text{ sec}$

N : nombre de niveau au-dessus du sol et T_k : la période du mode K.

V.5 Calcul sismique :

V.5.1 Définition des masses :

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau d'où :

$$I_m = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg})$$

I_m : Inertie massique (t.m²) ;

M : Masse sismique qui est égale au rapport W/g ;

W : Poids de chaque niveau i ;

g : L'accélération de la pesanteur = 9,81 m/s² ;

S : Surface du plancher ;

I_{xg} : Inertie du plancher suivant l'axe X ;

I_{yg} : Inertie du plancher suivant l'axe Y ;

x_g et y_g : Coordonnées du centre de gravité ;

X_G et Y_G : Coordonnées de l'excentricité fictive de 5% de la longueur max :

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{max} \end{cases}$$

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 :

$$\bar{\alpha}_i = \frac{(\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{Ki})^2}{\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{k=1}^n W_k}$$

$$W = \sum W_k \text{ 5495,27t}$$

Le logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

- Sens longitudinal :

$$\sum \alpha_x = 83,72\% < 90\% ; \text{Condition non vérifiée}$$

- Sens transversal:

$$\sum \alpha_y = 84,91\% < 90\% ; \text{Condition non vérifiée}$$

Puisque la condition « a » de l'article 4.3.4 du RPA, on passe à la condition « b » :

$K \geq 3\sqrt{N} = 3\sqrt{11} = 9,94 \approx 10$ modes et $T_k \leq 0,20$ sec, de ce fait la participation atteint les 90% au $K=10$: nombre minimal de modes à retenir.

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 toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante ;
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire des secousses sismiques majeures.

V.6.2 Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale « V » est appliquée à la base de la structure et doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales, selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération de zone, il est tiré à partir du tableau 4.1 (RPA 2003) ;

Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone.

Coefficient d'accélération de zone A				
	ZONE			
Groupe	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0,25	0,3	0,4
1 B	0,12	0,2	0,25	0,3
2	0,1	0,15	0,2	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Dans ce cas, $A = 0,15$;

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non, sa valeur est donné par le tableau suivant

Tableau V.2 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité.

Critère q	P_q	
	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	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

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q_x = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,15$$

$$Q_y = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,20$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA 2003 en fonction du système de contreventement, en cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérée, il y a lieu d'adopter pour les coefficient R la valeur la plus petite, dans ce cas $R = 5$

W : Poids totale du bâtiment, W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure ;

W_{Qi} : Charges d'exploitation ;

β : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau suivant :

Tableau V.3 : Coefficient de pondération.

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	0,30 0,40
	Salles d'exposition, ... Salles de classes, ...	
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archive, bibliothèques, réservoirs et ouvrage assimilés	1,00
5	Autre locaux non visés ci-dessus	0,60

Dans ce cas, le poids a été tiré directement du logiciel ETABS :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 42360,52 \text{ kN}$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement « η » et de la période fondamentale de la structure « T ».

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

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, leurs valeurs sont donné par le tableau suivant :

Tableau V.4 : Périodes associées à la catégorie de site.

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
-------	------	------	------	------

Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau suivant :

Tableau V.5 : Pourcentage d'amortissement critique.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

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 : $T = C_t h_N^{3/4}$ (I)

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau (N) ;

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 du RPA 2003.

Si on est dans le cas n° 3 ou 4, on peut également utiliser la formule :

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \quad (II)$$

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas de figure, il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs donnée respectivement par **I** et **II**.

On a un sol meuble \Rightarrow site 3 donc $T_1 = 0,15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0,5 \text{ sec}$

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} T = C_t h_N^{3/4} = 0,05 \times 31,1^{3/4} = 0,66 \text{ sec} \\ T = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{L}} = 0,09 \times \frac{31,1}{\sqrt{24.3}} = 0,57 \text{ sec} \end{array} \right. \Rightarrow T = 0,57 \text{ sec}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,76 ; \xi = 10\%$$

$$T_2 \leq T \leq 3 s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \times \left(\frac{0,5}{0,57}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,75$$

b) Calcul de l'effort :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,75 \times 1,20}{5} \times 42360,52 = 2668,71 \text{ kN}$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente.

On doit vérifier aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{dyn} = 1,35 \text{ sec} > T + 30\%T = 1,3 \times 0,57 = 0,74 \text{ sec} \\ \text{et} \\ T = 0,74 \text{ sec} > T_2 = 0,57 \text{ sec} \end{array} \right. \Rightarrow \text{on prendra } T = 0,74 \text{ sec}$$

- Sens longitudinal :

$$V_{dx} = 1643,75 \text{ kN} > 80\%V_{st} = 2135 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

- Sens transversal :

$$V_{dy} = 1388,45 \text{ kN} > 80\%V_{st} = 2135 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La condition ci-dessus n'est pas vérifiée il faudra donc augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) en les multipliant par le rapport : $\frac{0,8 \times V_s}{v_d}$

(Multiplier donc ce rapport dans ETABS à la rubrique par g) : $\frac{0,8 \times V_s}{v_d} \times g$

Tableau V.6 : les valeurs de la période pour chaque mode (Tiré du l'ETABS).

mode	Période[s]
1	1,353189
2	1,069219
3	0,852605
4	0,373697
5	0,25502
6	0,214172
7	0,161465
8	0,107838
9	0,095895

10	0,087597
11	0,065675
12	0,064878

Remarque :

Après avoir analysé la structure, elle ne représente pas des rotations en mode 01 et 02.

V.7 Calcul des déplacements :

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \quad \text{avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

- **R** : Coefficient de comportement ; R = 5
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1%h_e)

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens, longitudinal et transversal.

Tableau V.7 : 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]		
10	311	0,12	0,60	0,1	0,26	1,3	0,15	3,11	Vérifié
9	311	0,1	0,5	0,1	0,23	1,15	0,2	3,11	Vérifié
8	311	0,08	0,4	0,1	0,19	0,95	0,15	3,11	Vérifié
7	311	0,07	0,35	0,05	0,16	0,8	0,1	3,11	Vérifié
6	311	0,05	0,25	0,1	0,14	0,7	0,15	3,11	Vérifié
5	311	0,04	0,2	0,05	0,11	0,55	0,01	3,11	Vérifié
4	311	0,03	0,15	0,05	0,09	0,45	0,15	3,11	Vérifié
3	311	0,02	0,1	0,00	0,06	0,3	0,1	3,11	Vérifié
2	311	0,02	0,1	0,05	0,04	0,2	0,1	3,11	Vérifié
1	311	0,01	0,05	0,00	0,02	0,1	0,05	3,11	Vérifié

RDC	311	0,01	0,05	0,00	0,01	0,05	0,00	3,11	Vérifié
-----	-----	------	------	------	------	------	------	------	---------

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.

CHAPITRE VI.

FERRAILLAGE DES PORTIQUES

VI.1 Introduction :

Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

VI.1.1 Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont donnée ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrailés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

- Poutres : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1er genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right.$
- Poteaux : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1er genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \end{array} \right.$

Avec :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitation ;

E : Effort sismique.

VI.2 Ferrailage des poutres :

VI.2.1 Méthode de calcul :

En cas générale, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, donc on fait le calcul en flexion simple.

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{ier} et du 2^{ème} genre :

Sollicitations du 1^{ier} genre (BAEL 91) :

$$S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1}$$

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 sécurité (γ_s ; γ_b).

Pour la situation accidentelle : $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$

Pour la situation normale ou durable : $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$

VI.2.2 Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :

D'après le RPA 99/2003 (article 7.4.2) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$;
- Section d'armature maximale : $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans ce cas, le ferrailage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferrillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

VI.2.3 Exemple de calcul :

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

VI.2.3.1 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 sur appuis :

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section : $h = 45 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{46,79 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 18,48} = 0,067 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,965$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{46,79 \times 10^3}{0,974 \times 40,5 \times 400} = 3,44 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14** ce qui nous donne **A = 4,62 cm²**

b) Ferrailage en travée :

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{38,54 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 18,48} = 0,055 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,972$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{38,54 \times 10^3}{0,972 \times 40,5 \times 400} = 2,82 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T12** ce qui nous donne **A = 3,39 cm²**

VI.2.3.2 Vérification du ferrailage de la poutre :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 40,5 \times 2,10}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

$A_{adpt} > A_{min}$; Condition vérifiée

$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = 6,75 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée sur toute la section.

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{61,38 \times 10}{30 \times 40,5} = 0,51 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

Il n y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

c) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l\right\} = \min\{15 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 12 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

d) L'espace :

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{36,45 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_l\right\} = \min\{11,25 ; 30 \text{ cm} ; 14,4 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

e) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,255 ; 0,4\} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,40 \times 30}{235} = 0,06 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,51 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = -0,019 \text{ cm} \quad (2)$$

$$\text{On prend le max (1) et (2)} \begin{cases} A_t \geq 0,06 S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t = 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,9 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

f) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T = 61,38 \text{ KN} ; M_{ap} = 46,79 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{46,79}{0,9 \times 40,5 \times 10^{-2}} = 128,37 \text{ KN} > 61,38 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

g) Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab} ; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° , donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 61,38 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,030 \text{ m} = 3,07 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a' ; 0,9d) = \min(26 \text{ cm} ; 36,45 \text{ cm}) = 26 \text{ cm} ; a > 3,07 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

h) Entraînement des armatures :

h.1) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{ser}} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 61,38 kN ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 6 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,2 = 4,8$ cm

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{61,38 \times 10^3}{36,45 \times 4,8 \times 6 \times 10^2} = 0,58 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 0,58 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

h.2) Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,46 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 30$ cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,2 = 6,6$ cm

h.3) Calcul des crochets :

Crochets courant d'angle de 90° : $L_2 = d - (c + \Phi/2 + r)$; $L_1 \geq L_s - 2,19r - L_2/1,87$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 28,3 \text{ cm} \\ L_1 = 12,81 \text{ cm} \end{cases}$$

h.4) La longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases} \Rightarrow \{\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

i) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 28,09 \text{ KN.m} ; A = 4,62 \text{ cm}^2$$

i.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow y = 11,56 \text{ cm}$$

i.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30}{3} \times 11,56^3 + 15 \times 4,62 \times (40,5 - 11,56)^2 = 73\,488 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{28,09 \times 10^3}{73\,488} \times 11,56 = 4,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,42 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

i.4) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

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

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,5$.

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{28,09 \times 10^3}{73\,488} \times (40,5 - 11,56) = 165,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 165,91 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

a) Vérification des flèches à l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{45}{630} = 0,072 > 0,062 ; \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10 \times M_{0,ser}} \Leftrightarrow \frac{45}{630} = 0,072 > \frac{28,09}{10 \times 33,05} = 0,085 ; \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4,62}{30 \times 40,5} = 0,004 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 ; \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau ci-dessous

Sens longitudinal : « poutre principale (30x45) cm² »

Poutre intermédiaire :

Tableau VI.1 : récapitulatif du ferrailage des différents niveaux

Niveau	section	Moments (KN.m)		A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}			
Sous sol	Appuis	46,792		6,75	3,44	3T14+3T14=9,24
	Travée	31,633		6,75	2,82	3T14+3T14=9,24
RDC....au 10 ^{eme}	Appui	213,566	155,099	6,75	15,26	6T14+3T16=15,27
	Travée	136,971	99,457	6,75	9,21	6T14=9,24
Terrasse	Appuis	164,781	120,427	6,75	11,31	5T14+2T16=6,79
	Travée	165,482	120,995	6,75	13,62	5T14+3T16=13,73

2-Sens transversal : « poutre secondaire (30x45) cm² »

Armature longitudinale :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h_t = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = 6 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

Poutre intermédiaire :

Niveau	section	Moments (KN.m)		A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}			
Sous sol	Appuis	46,79		6,75	6,75	3T14+3T14=9,24
	Travée	38,54		6,75	6,75	3T14+3T14=9,24
RDC....au 10 ^{eme}	Appui	213,566	155,099	6,75	15,26	6T14+3T16=15,27
	Travée	136,971	99,457	6,75	9,21	6T14=9,24
Terrasse	Appuis	164,781	120,427	6,75	11,31	3T16+3T16=12,06
	Travée	165,482	120,995	6,75	13,62	5T14+3T16=13,73

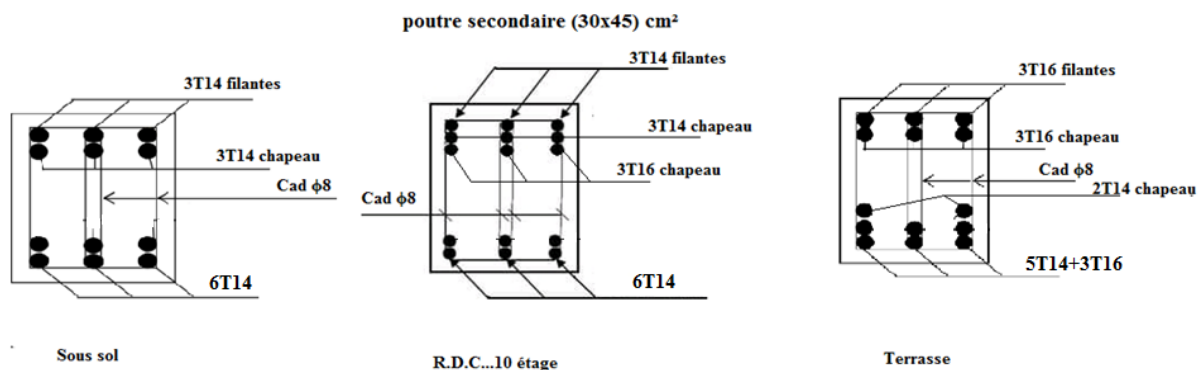


Figure VI.1 : dessin de ferrailage des sections des poutres principales.

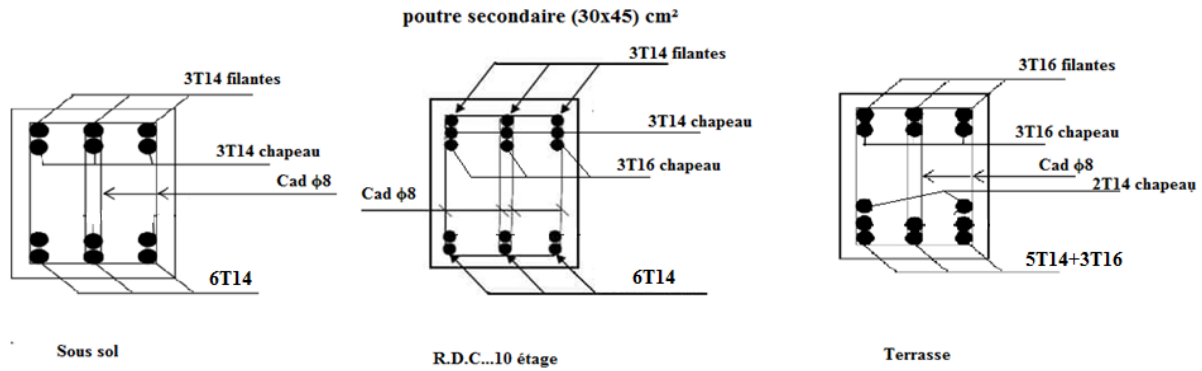


Figure VI.2 : dessin de ferrailage des sections des poutres secondaire.

VI.3 Ferrailage des poteaux :

a) Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité γ_s ; γ_b :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{Situation normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases} \end{array} \right.$$

b) Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIa) ;
- Le pourcentage maximale des aciers sur toute la longueur sera de 4% en zone courante, 6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$

- Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003 :

Tableau VI.2 : Armatures minimales et maximales pour les poteaux.

Type de poteaux	$A_{min} = 0,8\% \times S[\text{cm}^2]$	$A_{max1} = 4\% \times S[\text{cm}^2]$	$A_{max2} = 6\% \times S[\text{cm}^2]$
Type 1 (50 x 50) cm ²	20,00	100	150
Type 2 (45 x 45) cm ²	16,20	81	121,5
Type3 (40x40) cm ²	12,80	64	96
Type4 (35x35) cm ²	9,80	49	73,5

VI.3.1 Exemple de calcul :

VI.3.1.1 Les sollicitations défavorables :

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de t.m :

Tableau VI.3 : Sollicitations du premier genre.

Etages		Type 1 (50x 50) cm ²	Type 2 (45 x 45) cm ²	Type 3 (40 x 40) cm ²	Type 4 (35 x 35) cm ²
Combinaison					
A	$N_{max}[KN]$	3461,34	2769,26	1911,32	1107,38
	$M_{cor}[KN.m]$	1,627	81,224	83,333	75 ,909
B	$N_{min}[KN]$	1,85	233,46	61,13	8,06
	$M_{cor}[KN.m]$	3,217	6,248	4,777	28,607
C	$M_{max}[KN.m]$	118,881	119,346	60,918	137,13
	$N_{cor}[KN]$	3074,3	1914,44	193,27	282,71

Tableau VI.4 : Sollicitations du deuxième genre.

Etages		Type 1 (50 x 50) cm ²	Type 2 (45 x 45) cm ²	Type 3 (40 x 40) cm ²	Type 4 (35 x 35) cm ²
Combinaison					
A	$N_{max}[KN]$	2521,38	2016,51	105,06	807,31
	$M_{cor}[KN.m]$	1,182	58,939	4,41	55,087
B	$N_{min}[KN]$	1,31	119,43	14,18	3,64
	$M_{cor}[KN.m]$	2,348	3,195	1,87	0,188
C	$M_{max}[KN.m]$	86,256	86,672	14,97	99,988
	$N_{cor}[KN]$	2238,53	1394,23	54,8	207,47

VI.3.1.2 Calcul d'un poteau :

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

Données :

- Enrobage : $c = 2,5 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = h - c$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite du béton: $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Méthode de calcul :

Pour cet exemple le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre.

1. On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) \end{cases}$$

2. On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(\frac{1 - 0,514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ($A = A' = 0$)

3. Sinon, on calcul la section des armatures :

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

4. On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus

grande section calculée A_{cal} est calculée à partir du logiciel.

précédemment :

$$\begin{cases} A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t \\ A_{adoptée} = \max\{A_1 ; A_2 ; \dots ; A_{min}\} \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Ferrailage des poteaux.

Niveaux	Combi	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre				A adoptée [cm ²]
		N_u [kN]	M_u [KN.m]	A_{cal} [cm ²]	N_{ACC} [KN]	M_{ACC} [KN.m]	A_{sl} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	
Type 1 (50 x 50) cm ²	A	3461,34	1,627	0	2521,38	1,182	0	20,0	4T20 + 4T16 = 20,61
	B	1,85	3,217	0,15	1,31	2,348	0		
	C	3074,3	118,881	0	2238,53	86,256	0		
Type 2 (45 x 45) cm ²	A	2769,26	81,224	0	2016,51	58,939	0	16,20	8T16 = 14,2
	B	233,46	6,248	0	119,43	3,195	0		
	C	1914,44	119,346	0	1394,23	86,672	0		
Type 3 (40 x 40) cm ²	A	1911,32	83,333	0	105,06	4,41	0	12,80	4T16+4T12 = 12.57
	B	61,43	4,777	0	14,18	1,87	0		
	C	193,27	60,918	0	54,8	14,97	0		
Type 4 (35 x 35) cm ²	A	1107,32	75,909	0	807,31	55,087	0	9,80	4T14+4T12 = 10.68
	B	8,06	28,607	2,46	3,64	0,188	0		
	C	282,71	137,13	6,90	207,47	99,988	3,49		

VI.3.1.3 Vérifications de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (50 x 50 cm²).

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{114,34 \times 10}{50 \times 45} = 0,508 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,508 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement.

VI.3.1.4 Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

a) Le diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : Coefficient correcteur égale à : $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

S_t : Espacement des armatures transversales.

b) L'espacement :

D'après le RPA 99/2003 on

a : $\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 16 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

c) Calcul de l'élanement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,11}{0,50} = 4,354 > 5 \rightarrow \rho_a = 3,75$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 3,75 \times 114,34}{50 \times 235} = 0,547 \text{ cm}^2$$

d) Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t/T \times b$ en % est donné comme suit : $\lambda_g > 5 \rightarrow 0,3\%$

Alors : $\begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times 10 \times 50 = 1,50 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_t = 10\Phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2 \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$

e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u = 0,508 ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,508 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,508 \times b \times S_t}{f_e} = 0,635 \text{ cm}^2$$

$< 2,25 \text{ cm}^2$; 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 en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \max\left\{\frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm}\right\} = \max\{51,83 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 60 \text{ cm}\} = 60 \text{ cm} \\ L' = 2h = 100 \text{ cm} \end{array} \right.$$

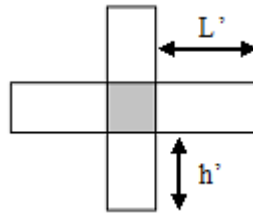


Figure VI.3 : La zone nodale.

Niveaux	Ferrillages des poteaux
<p style="text-align: center;">50×50</p>	<p>Diagram of a 50x50 cm column reinforcement. The column is square with side length 50 cm. It features 2T20 bars at the top and bottom, and 4T16 bars at the left and right. A stirrup cage (cadre) of $\phi 8$ is shown. The reinforcement is arranged in a diamond pattern within the square.</p>
<p style="text-align: center;">45×45</p>	<p>Diagram of a 45x45 cm column reinforcement. The column is square with side length 45 cm. It features 2T16 bars at the top and bottom, and 4T16 bars at the left and right. A stirrup cage (cadre) of $\phi 8$ is shown. The reinforcement is arranged in a diamond pattern within the square.</p>

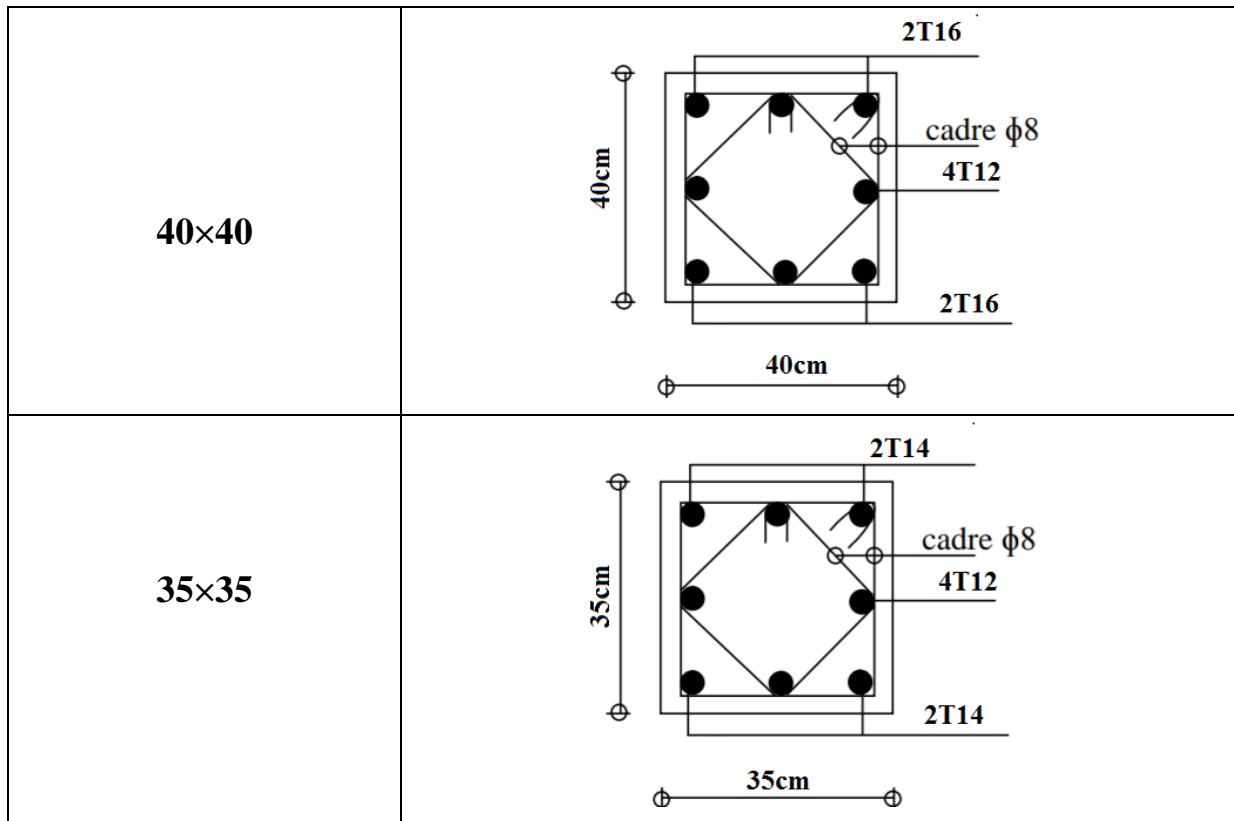


Figure VII-4 *Ferrillages des poteaux*

**CALCUL ET FERRAILLAGE DES
VOILES**

VII.1 Introduction :

Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

L'épaisseur minimale est de 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 4,08 m du sous-sol au 1^{ier} étage, puis de 3,06 m pour le reste des étages, à cet effet l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante : $e = h_e / 25 =$

$311 / 25 = 12,44 \text{ cm}$, l'épaisseur des voiles a été prise égale à 20 cm.

Les voiles sont des éléments verticaux ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau «allongé» de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

VII.2 Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

a) 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).

b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique - voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

VII.3 Le principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$; Vérification du béton ;
- $0,8G + E$; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode de contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

a) La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué ;

V : 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 3 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 :

$A_v = F_t / f_e$; 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 signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

b) Armatures verticale :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le $1/10$ de l'épaisseur du voile.

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'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données 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 inférieure ou égal à 12 mm Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

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 :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1,4V_u \end{cases}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VII.4 Ferrailage des voiles :

$$A = 0,996 \text{ m}^2$$

$$I = 1,878 \text{ m}^4$$

$$V = 2,415 \text{ m}$$

$$0,8G + EY :$$

$$N = 3574,75 \text{ KN}$$

$$M = 37,9 \text{ KN.m}$$

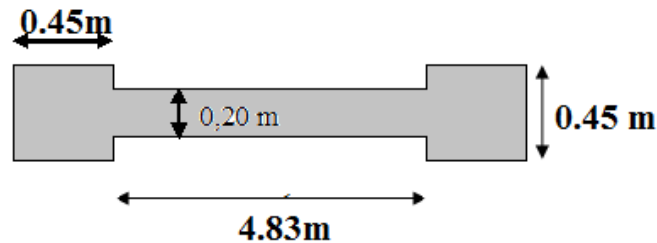


Figure VII.1 : Schéma du voile + poteaux.

$$V_u = 17,74 \text{ KN}$$

a) Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{3574,75}{0,996} + \frac{37,9 \times 2,415}{1,878} = -3651,832 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{3574,75}{0,996} - \frac{37,9 \times 2,415}{1,878} = -3749,307 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

On est dans le 1^{er} 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 :

$$A_{min} = 0,15 \times a \times L.$$

b) Calcul des armatures verticales :

D'après le RPA99 (version 2003) on à :

$$A_{min} = 0,15\% . a . L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1m :

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times 1\text{m} \Rightarrow A_{min} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Le diamètre

$$D \leq 1.a / 10 \text{ (mm)} \quad D \leq \frac{1 \times a}{10} \text{ (mm)} \Rightarrow D \leq \frac{1 \times 200}{10} \Rightarrow D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

c) Armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 17,74}{40000} = 0,0068 \text{ m}^2 = 6,8 \text{ cm}^2$$

d) Armatures totale :

$$A_v = A_{min} + A_{vj} = 3 + 6,8 = 9,8 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend : **7T14 p.ml** = 10,78 cm²

e) L'espaceur :

Selon le BAEL 91, on a : $S_t \leq \min\{2a ; 33 \text{ cm}\} = \min\{40 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$

VII.5 Vérification à l'ELS :

a) L'espaceur :

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 espaceur de $S_t = 15 \text{ cm}$

b) Vérification des contraintes de cisaillement :

- BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17,74 \times 10}{20 \times 0,9 \times (483 - 90)} = 0,025 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,037 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

- RPA 99/2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 17,74 \times 10}{20 \times 0,9 \times (483 - 90)} = 0,035 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,051 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement

VII.6 Disposition des armatures :

VII.6.1 Armatures verticales :

- Les arrêts, jonctions et enrobage des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.
- La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm, selon le BAEL 91 et ne doit pas dépasser 1,5 fois l'épaisseur du mur ni 30 cm, selon le RPA 99/2003.

A chaque extrémité du voile l'espaceur des barres ne doit pas être réduit de moitié sur

$\frac{1}{10}$ de la largeur du voile. Cet espaceur d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm :

$$\text{On a : } \begin{cases} S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \frac{S_t}{2} = 7,5 \text{ cm} < 15 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ L = 483 \text{ cm} \rightarrow \frac{L}{10} = 48,3 \text{ cm} \end{cases}$$

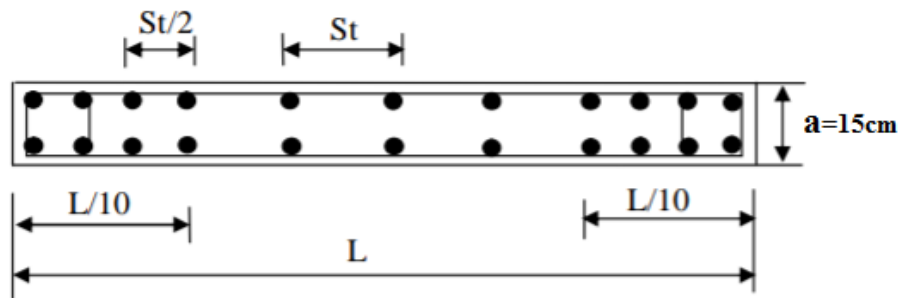


Figure VII-2 Disposition des armatures verticales dans les voiles

VII.6.2 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.6.3 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.

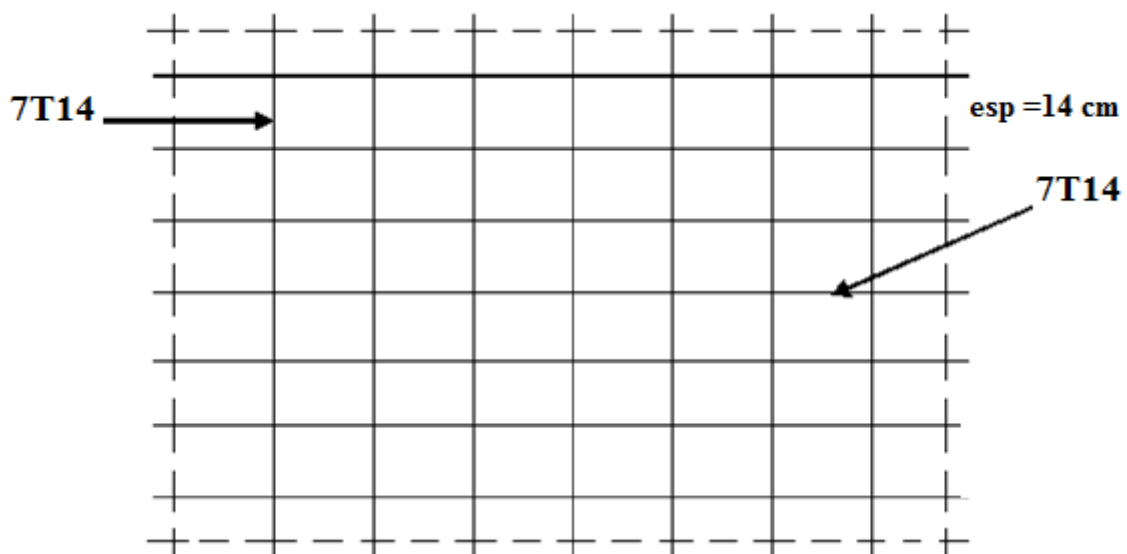


Figure VII.3 : La disposition du ferrailage du voile.

CHAPITRE VIII.

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1 Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VIII.2. Le voile périphérique :

Afin de donner plus de rigidité à la partie 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.

D'après le RPA 99/2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur ≥ 15 cm ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- Un recouvrement de 40Φ pour le renforcement des angles.

On adopte $e = 20$ cm, la hauteur du voile périphérique = 2,44m et on fait le calcul pour une bande de 1 m de largeur :

- Q : surcharge d'exploitation = 5kN/m^2 ;
- γ : poids volumique de la terre = 17 kN/m^3 ;
- Φ : angle de frottement interne du sol = 35° ;
- Ka : coefficient de poussée des terres : $Ka = \tan^2(\pi/4 - \Phi/2)$

On a : $\beta = \lambda = 0^\circ$

$$Ka' = \frac{Ka}{\cos(\beta - \lambda)} = Ka = \tan^2(45^\circ - 17,5^\circ) = 0,271$$

VIII.2.2 Calcul des charges :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

a) Poussée des terres :

$$p_1 = Ka \times \gamma \times h = 0,271 \times 17 \times 2,44 = 11,24 \text{ KN/ml}$$

b) Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = Ka' \times q \times h = 0,271 \times 5 \times 2,44 = 3,31 \text{ KN /ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à p_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K\alpha' \cdot \Phi$ et la résultante p_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

c) la charge pondérée :

$$Q = 1,35p_1 + 1,5p_2 = 20,14 \text{ KN/ml}$$

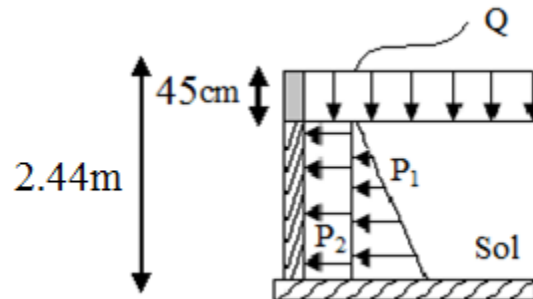


Figure VIII.1 : Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique.

VIII.2.3 Calcul des sollicitations :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$\begin{cases} L_x = 2,44 - 0,45 = 1,99 \text{ m} \\ L_y = 4,83 - 0,5 = 4,33 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,46 > 0,4$$

Ce qui veut dire que la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,46 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1022 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,1022 \times 20,14 \times 2,44^2 = 12,25 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0,2500 \times 12,25 = 3,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont : $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 10,41 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 2,6 \text{ KN.m} \end{cases}$

- Vérification :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow 2,6 \text{ KN.m} = 2,6 \text{ KN.m}$$

VIII.2.4 Calcul du ferrailage :

- Sens x :

$$M_{tx} = 10,41 \text{ KN.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{10,41 \times 10^3}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,023 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,023 \rightarrow \beta = 0,989 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,41 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,68 \text{ cm}^2$$

- Sens y :

$$M_{ty} = 2,6 \text{ KN.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{2,6 \times 10^3}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,006 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,006 \rightarrow \beta = 0,997 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,6 \times 10^3}{0,997 \times 18 \times 348} = 0,42 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :
- Sens L_y :

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{y \min} = 0,1\%b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{adoptée} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{4T10} \rightarrow A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Sens L_x :

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{x \min} = 0,1\%b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 2 \left(\frac{3 - 0,46}{2} \right) = 2,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{adoptée} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{4T10} \rightarrow A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VIII.2.5 Les vérifications :

a) Vérification de l'effort tranchant :

On a $\alpha = 0,46 > 0,4$ donc :

$$\begin{cases} V_x = Q_u \times \frac{L_x}{2 \left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)} = 20,24 \times \frac{1,99}{2 \left(1 + \frac{0,46}{2}\right)} = 16,38 \text{ KN} \\ V_y = Q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \Rightarrow 20,24 \times \frac{1,99}{3} = 13,43 \text{ KN} < V_x = 16,38 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V_x = V_{\max} = 16,38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{db_0} = \frac{16,38 \times 10^3}{18 \times 100 \times 10^2} = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ultime} = \frac{0,18 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,18 \times 25}{1,5} = 3 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{ultime} \Rightarrow$ La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,46 \\ \nu = 0 \text{ (ELS)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1022 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$Q_{ser} = p_1 + p_2 = 11,24 + 3,31 = 14,55 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,1022 \times 14,55 \times 1,99 = 2,96 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0,2500 \times 2,95 = 0,74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont : $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 2,52 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,63 \text{ KN.m} \end{cases}$

- Sens x :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14 \times 100}{100 \times 18} = 0,17 \xrightarrow{\text{abaque}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{2,52 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 47,84 \text{ MPa}$$

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

Avec :

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

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

$\sigma_s = 47,84 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{47,84}{58,53} = 0,81 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

- Sens-y :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14 \times 100}{100 \times 18} = 0,17 \xrightarrow{\text{abaque}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0,63 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 11,96 \text{ MPa}$$

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

Avec :

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

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

$\sigma_s = 11,96 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{11,96}{58,53} = 0,20 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

Le voile périphérique sera ferrailé en deux nappes avec $4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ chacune et avec un espacement de 25 cm.

VIII.3. Etude des fondations :

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 2bars à un ancrage de 3,5 m.

- Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm ;
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur ;
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
 1. Dimensionnement à l'ELS ;
 2. Ferrailage à l'ELU.

Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

VIII.3.1 Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 2 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes ;
- Radier général.

Commençant par la semelle filante, pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\left(S_{semelle} / S_{bâtiment} < 50\% \right).$$

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq N / \sigma_{sol}$

Avec :

S : la surface totale de la semelle ;

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} N_u = 63900,30 \text{ KN} \Rightarrow S = 319,50 \text{ m}^2 \\ N_{ser} = 46727,09 \text{ KN} \Rightarrow S = 233,64 \text{ m}^2 \end{cases}$$

VIII.3.1.1 Vérification du chevauchement :

La surface du bâtiment est de : $S = 484,50 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = 70\% > 50\% ; \text{Condition non vérifiée}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;

VIII.3.2 Définition du radier :

Le radier est une semelle de très grande dimension supportant toute la construction et qui a une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

Un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol ;
- Transmettre au sol la totalité des efforts ;
- Eviter les tassements différentiels.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (réaction de sol \cong poids total de la structure).

VIII.3.3 Pré dimensionnement du radier :

a) Calcul du débordement :

$$D \geq \max \left\{ \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right\} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } D = 50 \text{ cm}$$

Et de ce fait, la surface du radier est : $S_r = 511,06 \text{ m}^2$

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

b) Condition de cisaillement :

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 6,3 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 25,2 \text{ cm} \leq d \leq 31,5 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} d = 31,5 \text{ cm} \\ h = d + c = 31,5 + 5 = 36,5 \text{ cm} \end{cases}$$

c) Condition forfaitaire :

D'après le BAEL 91 :

V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU ;

b : Désigne la largeur.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,07 f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,07 f_{c28} \times b} \\ V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} \\ q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{63900,30}{319,50} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow V_u = \frac{200 \times 6,30}{2} = 630 \text{ KN} \\ q_u = 20 \times 1 = 200 \text{ KN.m} \\ d \geq \frac{630 \times 10^{-3}}{0,07 \times 25 \times 1} = 0,36 \text{ m} \end{array} \right.$$

d) Choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 40 cm, $h_t = 40 \text{ cm}$.

e) Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\begin{cases} \frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \\ L : \text{la longueur maximal d'une poutre de libage, } L = 6,30 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 70 \text{ cm} \leq h \leq 105 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 85 \text{ cm} ; d = 76,5 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm}$$

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 :

$$\begin{aligned} G_{radier} &= \gamma_b \left[(h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \times \sum L_i) \right] \\ &= 25[(0,40 \times 511,06) + (0,8 \times 0,5 \times 264,6)] = 7756,6 \text{ KN} \\ N_{ser} &= 7756,6 + 46727,09 = 54483,69 \text{ KN} \\ \frac{N_{ser}}{S_r} &= 106,61 \text{ KN/m}^2 < 200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}; \text{Condition vérifiée} \end{aligned}$$

g) La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{4EI/K \times b}$

I : inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,021 \text{ m}^4$

K : Coefficient de raideur du sol $K = 5000 \text{ KN/m}^3$;

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164200 \times 0,021}{5000 \times 0,50}} = 5,73 \text{ m}$$

$$L_{max} = 6,3 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 9,00 \text{ m} ; \text{Condition vérifiée}$$

L_{max} : Longueur maximale entre nœuds des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

h) Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{54483,69}{511,06} = 106,61 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 25 \times 0,4 = 10 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 96,61 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 96,61 \text{ KN/m}^2$$

i) Vérifications diverses :

i.1) Vérification de l'effet de surpression :

On vérifié que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire l'inégalité suivante : $N_u \geq \gamma_w \times f_s \times S \times Z$.

γ_w :Densité de l'eau ;

Z : Hauteur de la partie immergée = 3,76 m ;

f_s :Coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de soulèvement = 1,5.

$$\gamma_w \times f_s \times S \times Z = 10 \times 1,5 \times 511,06 \times 3,76 = 28823,78 \text{ KN} \rightarrow N_u = 54483,69 \text{ KN} \\ \geq 28823,78 \text{ KN} ; \text{Condition vérifiée}$$

i.2) Vérification de l'excentricité :

$$\text{Centre de gravité des masses du radier (infra)} : \begin{cases} X_g = 15,5 \text{ m} \\ Y_g = 8,57 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Centre de gravité des masses du bâti (super)} : \begin{cases} X_g = 15 \text{ m} \\ Y_g = 8,07 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{L'excentricité} : \begin{cases} e_x = 0,5 \text{ m} \\ e_y = 0,5 \text{ m} \end{cases}$$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celle relative au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

VIII.3.4 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

VIII.3.4.1 Méthode de calcul :

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée : $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans le sens de petite portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_x$

Tel que :

μ_x et μ_y : sont des coefficients fonction de α et ν (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton arme BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement 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 :

$$\begin{cases} q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{63900,30}{511,06} = 125,03 \text{ KN/m}^2 \\ q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{46727,09}{511,06} = 91,43 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

VIII.3.4.3 Calcul du ferrailage :

a) Détermination des efforts :

Tableau VIII.1 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens.

Les efforts à l'ELU $\nu = 0$										
L_x (m)	L_y (m)	α	Sens x				Sens y			
			μ_x	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)	μ_y	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)
5,45	6,30	0,87	0,0488	181,23	135,92	90,62	0,7244	131,28	98,46	65,64
Les efforts à l'ELS $\nu = 0$										
L_x (m)	L_y (m)	α	Sens x				Sens y			
			μ_x	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)	μ_y	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)
5,45	6,30	0,87	0,0368	132,53	99,40	66,27	0,7244	96,00	72,00	48,00

b) Calcul des armatures :

- Suivant L_x :

1. En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{135,92 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,074 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,074 \rightarrow \beta = 0,962 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{135,92 \times 10^3}{0,962 \times 36 \times 348} = 11,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 8T14 = 12,32 cm², avec un espacement de 13 cm.

2. Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{90,62 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,049 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,030 \rightarrow \beta = 0,975 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{90,62 \times 10^3}{0,975 \times 36 \times 348} = 7,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 5T14 = 7,70 cm², avec un espacement de 20 cm.

c) Condition de non fragilité :

Pour une dalle travaillant dans les deux sens, la condition de non fragilité est la suivante :

- Sens y :

$A_y = 11,29 \text{ cm}^2 \geq A_{y \min} = 8 \times \text{épaisseur} = 3,2 \text{ cm}^2$; Pour Fe400 ; Condition vérifiée

- Sens x :

$$A_x = 11,29 \text{ cm}^2 \geq A_{x \min} = A_{y \min} \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 3,41 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

- Suivant L_y :

1. En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{98,46 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,054 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,054 \rightarrow \beta = 0,972$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{98,46 \times 10^3}{0,972 \times 36 \times 348} = 8,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T14= 9,24 cm², avec un espacement de 16cm.

2. Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{65,64 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,054 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,054 \rightarrow \beta = 0,972$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{65,64 \times 10^3}{0,972 \times 36 \times 348} = 8,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T14= 9,24 cm², avec un espacement de 16cm.

c) Condition de non fragilité :

Pour une dalle travaillant dans les deux sens, la condition de non fragilité est la suivante :

- Sens y :

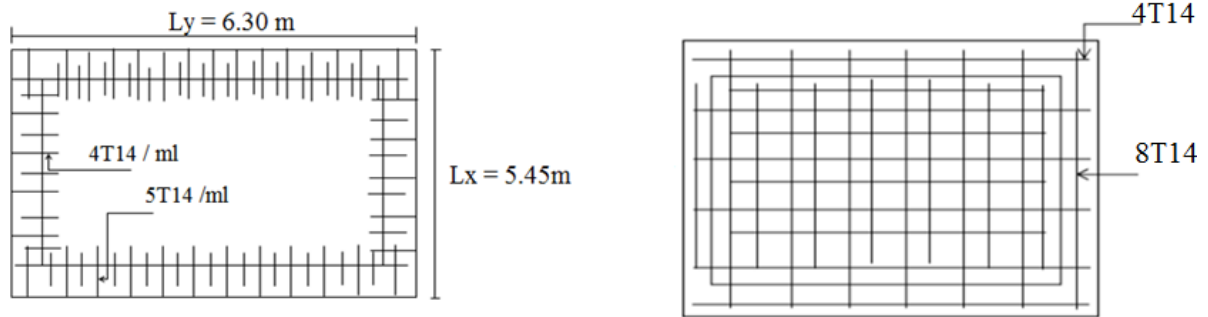
$A_y = 8,09 \text{ cm}^2 \geq A_{y \min} = 8 \times \text{épaisseur} = 3,2 \text{ cm}^2$; Pour Fe400 ; Condition vérifiée

- Sens x :

$$A_x = 8,09 \text{ cm}^2 \geq A_{x \min} = A_{y \min} \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 3,41 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'espacement :

Dans le sens le plus sollicité : $\begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$; Condition vérifiée



En appui

En travée

Figure VIII.2 : Ferrailage du radier

VIII.3.4.4 Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc 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.

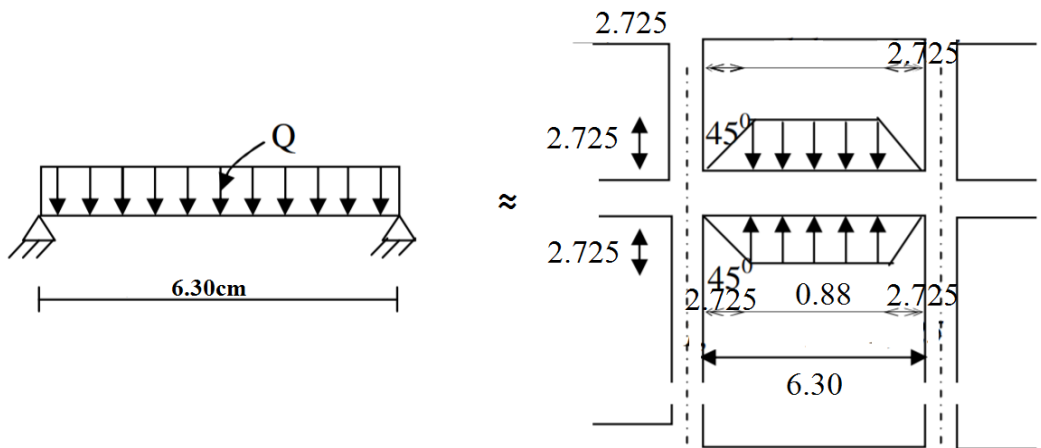


Figure VIII.3 :Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture (6,30m)

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 :

$$\left\{ \begin{aligned} Q' &= \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3L_{y1}^2} \right) L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}^2}{3L_{y1}^2} \right) L_{x2} \right] = \frac{96,61}{2} \left[\left(1 - \frac{5,45^2}{3 \times 6,3^2} \right) 5,45 + \left(1 - \frac{5,45^2}{3 \times 6,3^2} \right) 5,45 \right] \\ Q' &= 395,181 \text{ KN / m} \\ M_0 &= \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{246,84 \times 6,3^2}{8} = 1960,591 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

a.2) Calcul du ferrailage :

- En travée :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 1666,502 \text{KN.m}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \mu &= \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1666,502 \times 10^3}{50 \times 72^2 \times 14,17} = 0,454 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,652 \\ A_s &= \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1666,502 \times 10^3}{0,652 \times 72 \times 348} = 102,07 \text{cm}^2 \end{aligned} \right.$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{ier} \text{ lit : } 6T25 \\ 2^{éme} \text{ lit : } 6T25 \\ 3^{éme} \text{ lit : } 6T25 \\ 4^{éme} \text{ lit : } 6T25 \end{cases} \rightarrow A = 117,81 \text{ cm}^2$$

- Sur appui :

Tableau VIII.2 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinale.

	Intermédiaire	Rive
$M_a \text{ (t.m)}$	$= 0.5 \times M_0 = 833,25$	$= 0.35 \times M_0 = 532,28$
$\mu \rightarrow \beta$	0,224 → 0,871	0,145 → 0,921
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	37,73	23,07
$A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$	6T20 + 4T25 = 38,48	4T20 (fil) + 4T20 (chap) = 25,13

b) Sens transversal:

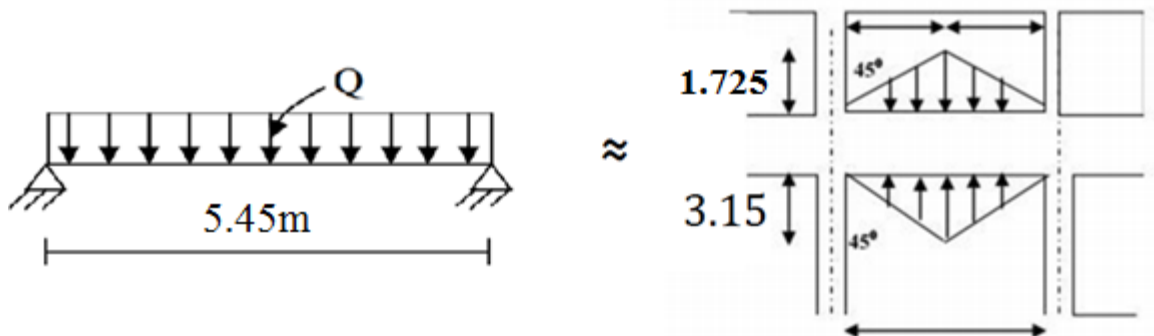


Figure VIII.4: Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture (5.45 m).

b.1) Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\left\{ \begin{aligned} Q' &= \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 96,61 \times 5,45 = 351,016 \text{ KN/m} \\ M_0 &= \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{351,016 \times 5,45^2}{8} = 1303,258 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

b.2) Calcul du ferrailage :

- En travée :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 1107,769 \text{KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1107,769 \times 10^3}{50 \times 72^2 \times 14,17} = 0,302 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,815 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1107,769 \times 10^3}{0,815 \times 72 \times 348} = 54,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

$$\text{On adopte : } \left\{ \begin{array}{l} 1^{ier} \text{ lit : } 4T20 \\ 2^{ème} \text{ lit : } 4T20 \\ 3^{ème} \text{ lit : } 4T20 \\ 4^{ème} \text{ lit : } 6T20 \end{array} \right. \rightarrow A = 56,55 \text{ cm}^2$$

- Sur appui :

Tableau VIII. 3 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.

	Intermédiaire	Rive
$M_a (t.m)$	$= 0.5 \times M_0 = 553,88$	$= 0.35 \times M_0 = 387,72$
$\mu \rightarrow \beta$	0,151 → 0,918	0,106 → 0,944
$A_s (cm^2)$	24,10	16,40
$A_{adoptée}(cm^2)$	4T16 (fil) + 6T20 (chap) = 26,86	4T16 (fil) + 4T16 (chap) = 16,08

VIII.3.4.5 Les armatures de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2(80 - 0,1f_e) = 80 \text{ cm}$

Dans notre cas $h_a=80 \text{ cm}$ (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable; leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi, pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section $(0,8 \times 0,5) \text{ m}^2$ on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2(b + h) = 3 \times 2(0,5 + 0,8) = 7,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

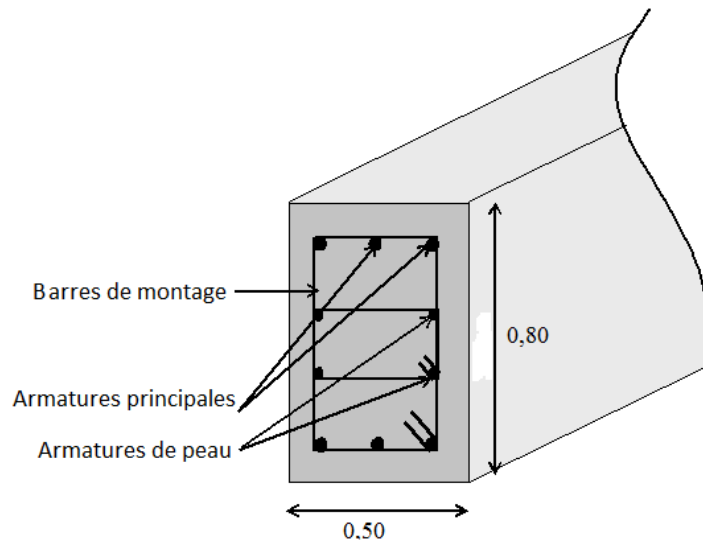


Figure VIII.5: Schéma représentant la poutre de libage.

a) Contrainte de cisaillement :

$$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{125,03 \times 6,3}{2} = 393,85 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{43,75 \times 10}{50 \times 72} = 1,094 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \\ \tau_u = 1,094 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

b) Diamètre :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b}{10}\right\} = \min\{22,85; 12; 50\} = 12 \text{ mm} \rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

c) Espacement :

$$S_t = \min\left\{\frac{h}{4}; 12\Phi_l\right\} = \min\{20; 14,4\} = 14,4 \text{ cm} \rightarrow S_t = 14 \text{ cm}$$

Donc on utilise des armatures, Fe235, soit **4T10** = 3,14 cm²

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\} \Leftrightarrow 1,05 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa}; \text{Condition vérifiée}$$

	Sens Y-Y	Sens X-X
Travée	<p>24T25 4T16 Cadre Ø8 4T25+2T20 4T20</p>	<p>18T20 4T16 Cadre Ø8 6T20 4T16</p>
Appui Intermédiaire	<p>4T20 4T16 Cadre Ø8 4T25+2T20 24T25</p>	<p>4T16 4T16 Cadre Ø8 6T20 18T20</p>
Appui rive	<p>4T20 4T16 Cadre Ø8 4T20 24T25</p>	<p>4T16 4T16 Cadre Ø8 4T16 18T20</p>

Figure VIII.6 Ferrailage des poutres de libages

LISTE BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] Béton armé – Guide de calcul, H. Renaud et J. Lamirault, Nantes, Edition Foucher scolaire, 2006, 144 pages.
- [2] Conception et calcul des structures de bâtiment, Henry Thonier, Paris, Presse de l'ENPC, 1995, 1290 pages.
- [3] Aide-mémoire - Résistance des matériaux, Jean Goulet, Paris, Edition Dunod, 2009, 320 pages.
- [4] Calcul des ouvrages en béton armé, Mohamed Belazougui, Alger, O.P.U., 2004, 318 pages.
- [5] D.T.R B.C 2.2 – Charges permanentes et charges d'exploitation, Mellak Hachemi, Alger, C.G.C – Ministère de l'habitat, 1989, 41 pages.
- [6] D.T.R B C 2 48 – Règles Parasismiques Algériennes 99/2003, Alger, C.G.S, 1999 modifié en 2003, 121 pages.
- [7] D.T.U P 18-702 – Règles B.A.E.L 91 révisées 1999, France, Eyrolles, 2000, 352 pages.
- [8] Mémoires de fin d'étude,– TIARET–. (Université IBN KHALDOUN - TIARET Faculté de Technologie Département de génie civil. 2014 - 2014 kemoune ali) – Tiaret (Université IBN KHALDOUN – Tiaret Faculté des sciences appliquées Département de génie civil. 2015 - 2016 yagoub Ayoub.
- [9] Dictionnaire technique du bâtiment et travaux publics, M.barbier et al, 1982, Paris 171 pages.
- [10] <http://abc.maconnerie.pagesperso-orange.fr/pages-maconnerie/planchers-beton.htm>, (01/04/2015), (11:35)
- [11] <http://abc.maconnerie.pagesperso-orange.fr/pages-maconnerie/murs-poteau.htm>, (25/04/2015), (09:20).
- [12] <http://notech.franceserv.com/fondations.html>, (01/05/2015), (16:05).