

Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2019

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

**Mémoire de fin d'étude Présenté par
M^{elle} NABI Saida
M^{elle} BOUALI Zohra**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master en Génie Civil**
Option : **Bâtiment**

Thème:
***Etude d'un bâtiment R+6 étages + sous sol à usage
multiple d'une forme irrégulière***

Devant le jury composé de :

Mr : Kennouche

Mr : BELMIHOUB Hacene

Mr : Rouabeh

Mr :

UAMOB

UAMOB

UAMOB

UAMOB

Président

Promoteur

Examineur

Examineur

PROMOTION

2018/2019

Remerciements

Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promoteur M^r BELMIHOUBE HASEN pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation de master en Génie Civil.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos parents, nos familles et nos amis.

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Présentation du projet

I.1.Introduction	01
I.2. Implantation de l'ouvrage	01
I.3. Présentation du bâtiment	01
I.4.Les éléments structuraux	02
I.5. Caractéristiques des matériaux	05
I.6. Hypothèse de calcul.....	13
I.7.Règlement et les normes utiliser.....	13

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments et descente de charge

II.1. Introduction	14
II.2 . Evaluation des charges et des surcharges.....	14
II.3.Pré-dimensionnement des éléments	17
II.3.1. plancher en corps creux.....	17
II.3.2. les poutrelles	18
II.3.3.les poutres	19
II.3.4.les voiles.....	20
II.3.5.Les balcons.....	21
II.3.6. Les escaliers	22
II.3.7. l'acrotère	23
II.3.8. Les poteaux	24

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction.....	30
III.2. Etude de l'acrotère.....	30
III.3. Etude de balcon.....	41
III.4. Etude de salle machine	49
III.5. Etude des planchers	60
III.6. Etude des escaliers	82
III.7.Etude de poutre palière	92

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

IV.1. Etudes dynamique.....	99
IV.1.1.Introduction	99
IV.1.2. Objectif de l'étude dynamique	99
IV.1.3. Modélisation mathématique	99
IV.1.4. Modélisation de la structure étudiée.....	99

IV .2. Etude sismique de bâtiment.....	101
IV .2.1. Introduction	101
IV .2.2. Méthode dynamique modale spectrale	101
IV.2.3. Méthode statique équivalente	102
IV .2.4. Choix Disposition des voiles	106

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

V.1. Introduction.....	122
V.2. Ferrailage des Poteaux	122
V.3. Ferrailage des poutres	132
V.4. Ferrailage des voiles	140

Chapitre VI : Étude de l’infrastructure

VI.1. Introduction	150
VI.2 . Différents types des fondations	150
VI.3. Etude de sol	151
VI.4. Choix de type de fondation.....	152
VI.5. Etude de radier.....	153
VI.6. Pré-dimensionnement du radier	153
VI.7. Vérification du radier.....	155
VI.8.Caractéristique géométrique	156
VI .9. Ferrailage du radier.....	161
VI.10.Etude de voile périphérique.....	173

Conclusion

Bibliographie

Annexes

Liste des figures

Chapitre I : Présentation du projet

Figure (I.1) : Plan de masse.....	02
Figure(I.2) : Planchers corps creux.....	03
Figure(I.3) : Planchers dalle pleine	03
Figure (I.4): Schéma d'une poutrelle	04
Figure (I.5):Brique creuse.....	04
Figure(I.6) :Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	06
Figure(I.7):Evolution de la résistance du béton à la traction f_{jt} en fonction de la compression f_{cj}	07
Figure(I.8) : Diagramme des contraintes-déformations du béton.....	08
Figure (I.9): Diagramme contrainte déformation du de calcul à l'ELS	09
Figure(I.10): Diagramme contrainte-déformation d'acier	11
Figure(I.11): Déformations limites de la section réglé des trois pivots	12

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments et descente de charge

Figure (II.1) : Constituant d'un plancher terrasse	14
Figure (II.2) : Constituant d'un plancher courant	15
Figure (II.3) : Plancher en corps creux.....	17
Figure (II.4): Disposition des poutrelles	18
Figure (II.5) : Poutrelle	18
Figure (II.6) : Pré dimensionnement des voiles	20
Figure (II.7) : Schéma de l'escalier	22
Figure (II.8) : Dimension de l'acrotère	23
Figure (II.9) : Coffrage des poteaux.....	27

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure (III.1) : Dimension de l'acrotère terrasse inaccessible.....	30
Figure (III.2) : section de calcul d'acrotère	32
Figure (III.3) : ferrailage de l'acrotère	40
Figure (III.4) : Schéma statique de balcon	41
Figure (III.5;6) : Schéma statique ELU et ELS.....	42
Figure (III.7) : Diagramme des moments et des efforts tranchant à ELU.....	43
Figure (III.8) : Diagramme des moments et des efforts tranchant à ELS	43
Figure (III.9) : ferrailage de balcon	48
Figure (III.10) : Schéma d'ascenseur	49
Figure (III.11) : Répartition de la charge localisée sur la dalle	49
Figure (III.12) : Diagramme des moments à ELU.....	53
Figure (III.13) : Diagramme des moments à ELS	55
Figure (III.14) : Ferrailage de la dalle du local machine	60
Figure (III.15) : Schéma de Corps Creux.....	61
Figure (III.16) : schéma statique du plancher	62

Figure (III.17):Des efforts tranchants et moments fléchissent à ELU	71
Figure (III.18) :Des efforts tranchants et moments fléchissent à ELS.....	72
Figure (III.19) : Schéma de ferrailage la dalle de compression	81
Figure (III.20) : Schéma de ferrailage des poutrelles	82
Figure (III.21) : Schéma statique à L'ELU	83
Figure (III.22) : Diagramme de moment et d'effort tranchant à l'ELU.....	84
Figure (III.23) : Diagramme de moment et d'effort tranchant à l'ELS.....	88
Figure (III.24) : Ferrailage d'escalier	92
Figure (III.25) : Schéma de la poutre palière	93
Figure (III.26) : section de la poutre palière.....	93
Figure (III.27) : Schéma statique à l'ELU	93
Figure (III.28) : Schéma de ferrailage de la poutre palière	98

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Figure (IV.1) : Schéma de la structure en 3D.....	100
Figure (IV.2) : La disposition des voiles (vue en plan) Rdc , 1 ^{ère} et 2 ^{ème}	106
Figure (IV.3) : La disposition des voiles (vue en plan) 3,4 ,5 et 6 ^{ème} étage.....	107
Figure (IV.4) : 1 ^{ère} Mode de translation suivant le sens y-y de période T=0,63945s	109
Figure (IV.5) : 2 ^{ème} Mode de translation suivant le sens x-x de période T=0,6061s	110
Figure (IV.6) : 3 ^{ème} Mode ion autour de l'axe z-z de période T =0,5625s de rotation	110
Figure (IV.7):Spectre de réponse.....	115

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

Figure (V.1) : Schéma de ferrailage des poteaux	131
Figure (V.2) : Schéma de ferrailage des poutres.....	139
Figure (V.3) : Schéma de ferrailage des voiles type V1 zone 1	149
Figure (V.4) : Schéma de ferrailage des voiles type V2 zone 1	149

Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

Figure (VI.1) : Type de fondations superficielles.....	151
Figure (VI.2) : Schéma d'un radier.....	154
Figure (VI.3) : Schéma de transmission des charges.....	156
Figure (VI.4) : Schéma Surface du radier	157
Figure (VI.5) : Diagramme des contraintes.....	158
Figure (VI.6) : Schéma de panneau le plus sollicité.....	162
Figure (VI.7) : Schéma statique du débord	164
Figure (VI.8) : Schéma de ferrailage du radier	166
Figure (VI.9) : Schéma de statique de panneau	167
Figure (VI.10) : Diagrammes des moments fléchissant.....	168
Figure (VI.11) : Dimensions de la nervure	169
Figure (VI.12) : Schéma de ferrailage de la nervure	172
Figure (VI.13) : Dimension du voile périphérique.....	173
Figure (VI.14) : Schéma statique.....	174
Figure (VI.15) : Schéma Ferrailage de voile périphérique	178

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation du projet

Tableau (I.1) : Dosage et composition du béton.....	05
Tableau (I.2) : caractéristiques des aciers utilisés.....	10

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments et descente de charge

Tableau (II.1) : Détermination des charges et surcharges.....	14
Tableau (II.2) : Détermination des charges et surcharges.....	14
Tableau (II.3) : Détermination des charges et surcharges.....	15
Tableau (II.4) : Détermination des charges et surcharges.....	15
Tableau (II.5) : Détermination des charges et surcharges.....	16
Tableau (II.6) : Détermination des charges et surcharges.....	16
Tableau (II.7) : Détermination des charges et surcharges.....	16
Tableau (II.8) : Pré dimensionnement des poutres principales et secondaires	20
Tableau (II.9) : Pré dimensionnement des voiles.....	21
Tableau (II.10) Dimension des balcons.....	21
Tableau (II.11) : Dimensionnement d'escalier.....	23
Tableau (II.12) : Poids propre des éléments.....	22
Tableau (II.13) : Les sections des poteaux et vérifications de l'effort normal de compression.....	29

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau (III.1) : Calcul des sollicitations.....	32
Tableau (III.2) : vérification de contraintes dans le béton.....	38
Tableau (III.3) : Tableau des moments et des efforts tranchants.....	44
Tableau (III.4) : Tableau récapitulatif des moments à L'ELU.....	53
Tableau (III.5) : Tableau récapitulatif des moments à L'ELS.....	55
Tableau (III.6) : Ferrailage dans le sens X-X a l'ELU.....	56
Tableau (III.7) : Ferrailage dans le sens Y-Y a l'ELU.....	56
Tableau (III.8) : Ferrailage dans le sens X-X a l'ELS.....	59
Tableau (III.9) : Ferrailage dans le sens Y-Y a l'ELS.....	59
Tableau (III.10) : les moments et les efforts tranchants.....	62
Tableau (III.11) : Combinaison d'action.....	63
Tableau (III.12) : Tableau récapitulatif des coefficients.....	66
Tableau (III.13) : Sollicitation à L'ELU des poutrelles de plancher stockage.	70
Tableau (III.14) : Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.....	73
Tableau (III.15) : Sollicitation de calcul des armatures à L'ELU.....	74
Tableau (III.16) : Vérification de calcul des armatures à L'ELS.....	77
Tableau (III.17) : Calcul du ferrailage d'escalier.....	85
Tableau (III.18) : Vérification de calcul des armatures à L'ELS.....	89
Tableau (III.19) : Sollicitation de calcul des armatures à L'ELU.....	95

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Tableau (IV.1) : Pénalités en fonction de critère de qualité.....	105
Tableau (IV.2) : Valeurs des paramètres.....	106
Tableau (IV.3) : Centre de masse et inertie des niveaux.....	107
Tableau (IV.4) : Période mode et facteurs de participation massique.....	109
Tableau (IV.5) : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale) ...	111
Tableau (IV.6) : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal).....	111
Tableau (IV.7) : Combinaison des réponses modales.....	112
Tableau (IV.8) : Vérification des forces sismiques	113
Tableau (IV.9) : Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.....	114
Tableau (IV.10) : Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.....	114
Tableau (IV.11) : La disposition de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens x-x.....	115
Tableau (IV.12) : La disposition de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens y-y.....	116
Tableau (IV.13) : Le déplacement inter-étage dans le sens x-x	117
Tableau (IV.14) : Le déplacement inter-étage dans le sens y-y	117
Tableau (IV.15) : Vérification de l'effet P-Delta sens x-x	118
Tableau (IV.16) : Vérification de l'effet P-Delta sens y-y	118
Tableau (IV.17) : Calcul le moment de renversement sens X-X	119
Tableau (IV.18) : Calcul le moment de renversement sens y-y	120
Tableau (IV.19) : Centre de gravité et de torsion	120
Tableau (IV.20) : Vérification de renversement	120
Tableau (IV.21) : Vérification des poteaux à l'effet de l'effort normal réduit.....	121

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

Tableau (V.1) : Valeur des paramètres de calcul dans les différents situations	122
Tableau (V.2) : Les sollicitations obtenues par ETABS.....	123
Tableau (V.3) : Les sollicitations obtenues par ETABS.....	126
Tableau (V.4) : Choix de ferrailage longitudinal pour les poteaux.....	127
Tableau (V.5) : Vérification de pourcentage maximal des armatures dans les poteaux	127
Tableau (V.6) : Vérification des poteaux à l'ELU	128
Tableau (V.7) : calcul des armatures transversales dans les poteaux.....	130
Tableau (V.8) : Vérification des contraintes	131
Tableau (V.9) : Sollicitations de calcul.....	136
Tableau (V.10) : Récapitulatif de ferrailage des poutres	136
Tableau (V.11) : Récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU.....	137
Tableau (V.12) : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres	137
Tableau (V.13) : Vérification des contraintes	139
Tableau (V.14) : Ferrailage verticale du voile type 1	146
Tableau (V.15) : Ferrailage verticale du voile type 1	147
Tableau (V.16) : Ferrailage verticale du voile type 2.....	147
Tableau (V.17) : Ferrailage verticale du voile type 2.....	148
Tableau (V.18) : Les vérifications à L'E.L.S et de contrainte de cisaillement.....	148

Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

Tableau (VI.1) : La surface revenant aux semelles.....	153
Tableau (VI .2) : Vérification des contraintes de sol sous le radier	158
Tableau (VI .3) : Vérification de la stabilité au renversement	159
Tableau (VI .4) : Les moments à L'ELU	162
Tableau (VI .5) : Les moments à L'ELS.....	163
Tableau (VI .6) : Les armatures à L'ELU	163
Tableau (VI .7) : Vérification des panneaux de radier.....	164
Tableau (VI .8) : Choix des armatures à L'ELU	165
Tableau (VI .9) : Choix des armatures à L'ELS.....	165
Tableau (VI .10) : Expression de P_M	167
Tableau (VI .11) : Détermination des efforts Sens X-X.....	167
Tableau (VI .12) : Détermination des efforts Sens Y-Y.....	168
Tableau (VI .13) : Détermination des efforts Sens X-X.....	169
Tableau (VI .14) : Détermination des efforts Sens Y-Y.....	169
Tableau (VI .15) : Détermination des efforts Sens X-X.....	171
Tableau (VI .16) : Détermination des efforts Sens Y-Y.....	171
Tableau (VI .17) : Détermination des efforts Sens X-X.....	171
Tableau (VI .18) : Détermination des efforts Sens Y-Y.....	171
Tableau (VI .19) : Ferrailage du voile à L' ELU	176
Tableau (VI .20) : Vérification des contraintes à L'ELS	177

Notation et symboles

Notation et symboles

A (ou A_s ou A_l) : Aire d'une section d'acier (longitudinal).

A_t : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

E_s : Module de Young de l'acier.

E_{ij} : Module de Young instantané à l'âge de j jours.

E_{vj} : Module de Young diffère à l'âge de j jours.

M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service.

M_u : Moment fléchissant de calcul ultime.

N_{ser} : Effort normal de calcul de service.

N_u : Effort normal de calcul ultime.

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

V_u : Effort tranchant de calcul ultime.

M_g : Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes.

M_j : Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en oeuvre des revêtements.

M_p : Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations.

a : Largeur d'un poteau.

a_0 (et b_0) : Dimension d'une fondation.

b : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau.

b_0 : Largeur de l'âme d'une poutre.

d (et d_0) : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton.

e : Excentricité de l'effort normal, Épaisseur d'une dalle.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours.

g : Charge permanente unitaire.

h : Hauteur d'une poutre, d'une fondation.

i : Rayon de giration d'une section.

l : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau.

ls : Longueur de scellement droite.

lf : Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

q : Charge permanente unitaire.

st : Espacement des armatures transversales.

u : Périmètre.

x : Abscisse.

y : Ordonnée.

A : Angle d'une armature avec la fibre moyenne, coefficient sans dimension en général (très utilisé!) (Alpha).

γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma).

γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.

$\epsilon_{b,max}$: Déformations maximale du béton comprimé (epsilon).

ϵ_{st} : Déformations des armatures tendues.

ϵ_{sc} : Déformations des armatures comprimées.

η : Coefficient de fissuration relatif à une armature (êta).

λ : Élancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda).

μ_{ser} : Moment ultime réduit à l'ELS (mu).

μ_u : Moment ultime réduit à l'ELU.

ν : Coefficient de poisson (nu).

ρ : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho).

σ : Contrainte normale (sigma).

$\sigma_{bc,max}$: Contrainte maximale du béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés.

τ : Contrainte tangente (tau).

τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.

τ_s : Contrainte d'adhérence.

Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale.

Φ_t : Diamètre d'une armature transversale.

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature (psi)

Les unités utilisées en béton arme sont celles du système international (USI) et leurs multiples :

m, (cm, mm) : Longueur, dimension, portée.

cm² : Section d'acier.

m² : Section.

kN, (N , MN) : Charge ponctuelle.

kNm⁻¹, (Nm⁻¹ , MNm⁻¹) : Charge linéique.

kNm⁻², (Nm⁻² , MNm⁻²) : Charge surfacique.

kNm⁻³, (Nm⁻³ , MNm⁻³) : Charge volumique.

kN m, (N m , MN m) : Moment.

MPa, (Pa , kPa) : Contrainte

Une conversion bien utile : 1MPa = 1MNm⁻² = 1Nmm⁻² = 10⁶ Pa

INTRODUCTION

Pour notre projet de fin d'étude, nous avons choisi d'étudier une structure présentant des particularités et complexités diverses (géométrique : Irrégularité en plan et en élévation, Eléments porteurs divers : portique, voiles de contreventements, voiles de soutènements, système de fondation global :(radier) et système de fondation isolé.

Notre choix vise les buts suivants :

- ★ Connaître toutes les étapes de conception d'un projet et la maîtrise des différentes méthodes et des règlements, et des logiciels.*

- ★ Acquérir un esprit scientifique permettant le choix et la réalisation des conceptions les plus convenables aux structures étudiées.*

Notre mémoire comporte les chapitres suivants :

- 1- Présentation et définition.*
- 2- Pré dimensionnement et détermination des charges et surcharges.*
- 3- Etude des éléments secondaires.*
- 4- Etude des éléments porteurs.*
- 5- Etude des éléments de soutènement.*
- 6- Calcul des éléments d'infrastructure.*
- 7- Conclusions.*

I.1 Introduction

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2 Implantation de l'ouvrage

Notre projet consiste à l'étude d'un Bâtiment **R+ 6 + sous-sols** destiné pour des Logements de fonction, L'ouvrage est de groupe d'usage **2**, Il est implanté à **Bouira**, classé selon le Règlement Parasismique Algérien comme une zone de moyenne sismicité (zone **IIa**)

I.3 Présentation du bâtiment

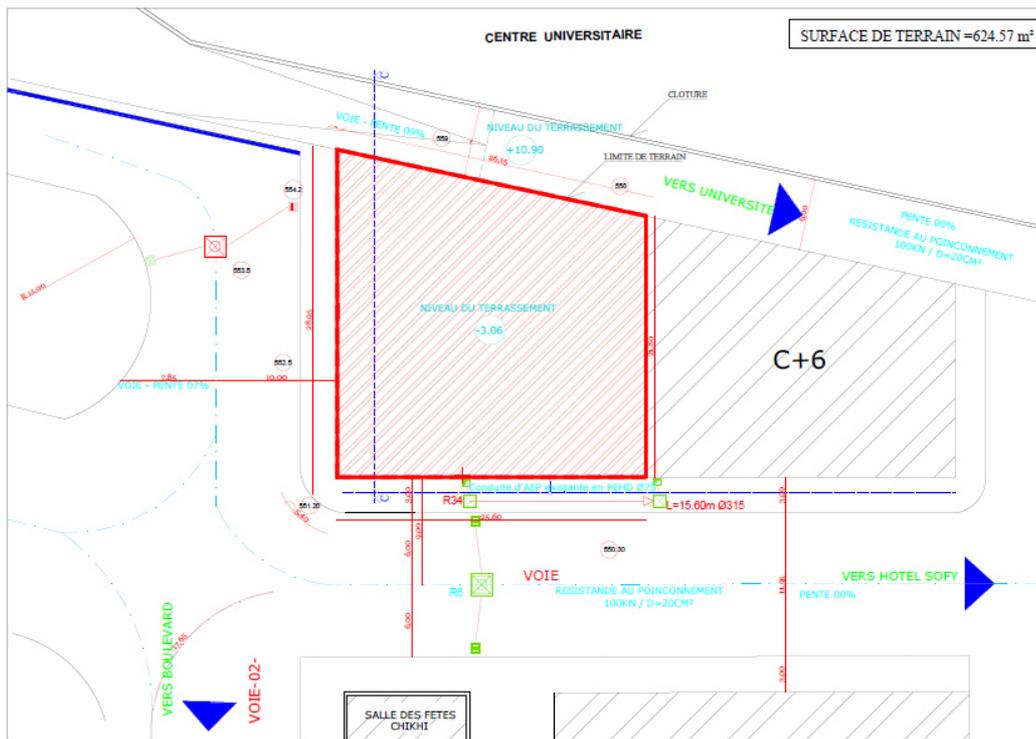
Nous sommes chargés d'étudier un bloc **R+6+ S.Sol** en béton armé composé :

❖ Il comporte

- ✓ **Le sous-sol** : usage stockage
- ✓ **Le RDC** : Usage commercial
- ✓ **1^{er} étage** : Usage service
- ✓ **2, 3, 4, 5 et 6^{ème} étages** : Usages Habitations

❖ Dimension en élévation

- ✓ hauteur totale du bâtiment25.5 m
- ✓ hauteur du 1^{er} étage3,06 m
- ✓ hauteur de 2, 3, 4, 5, 6^{ème} étage3,06 m
- ✓ hauteur d'un rez-de-chaussée4.08 m
- ✓ hauteur du sous-sol.....3.06 m
- ✓ La Longueur totale $L_x = 25.80$ m
- ✓ La Largeur totale..... $L_y = 25.24$ m
- ✓ La surface totale..... $S = 624.57$ m²



Figure(I.1): plan de masse

I.4 Les éléments structuraux

4.1 Le contreventement

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques, voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

4.2 Les planchers

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique, et séparateur entre deux étages. Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression.

a . Planchers corps creux

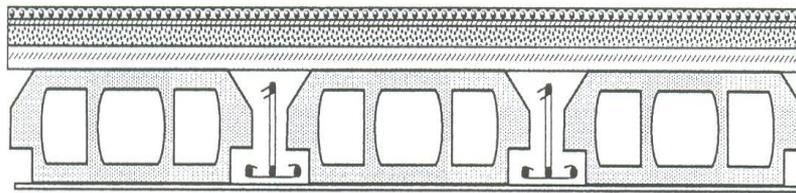
L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq L/22.5$$

Avec :

ht : hauteur totale du plancher

L : distance max entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles



Figure(I.2) : Planchers corps creux

b . Planchers dalle pleine

Pour certaines zones, nous avons opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

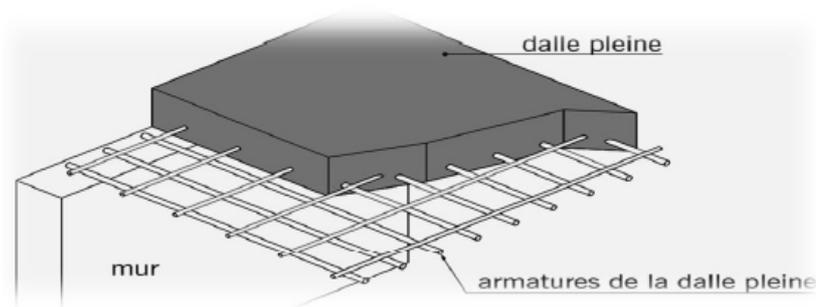


Figure (I.3) : Planchers dalle pleine

4.3 . Les poutrelles

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

→ La disposition des poutrelles

Il y a deux critères qui conditionnent le choix du sens de disposition des poutrelles qui sont:

■ **Critère de la plus petite portée** : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée

■ **Critère de continuité** : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le Plus grand nombre d'appuis possible.

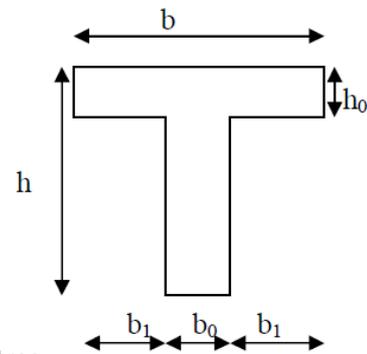
Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant h_t , b_0 et b_1

Tel que : $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h_t$

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right)$$

Avec:

- { L_x : représente la distance entre deux poutrelles.
- { L_y : représente la distance entre nus d'appuis des poutres Secondaires



Figure(I.4): Schéma d'une poutrelle

4.4 . Les poutres

Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations .Elles sont sollicitées à la flexion plane.

4.5 . Les poteaux

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

4.6 . Les voiles

Ce sont des éléments verticaux (épaisseur petite par rapport aux autres dimensions). Réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

4.7 . Les escaliers

Ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

4.8 . La maçonnerie

- **Les murs extérieurs** : Ils sont réalisés en briques creuses à double parois séparées par une lame d'air afin d'assurer une isolation thermique.

- **Les murs intérieurs** : Ils sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principales sont la séparation des espaces ainsi l'isolation thermique et acoustique.

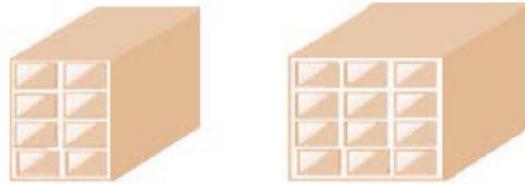


Figure (I.5):Brique creuse

4.9 . Local d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (elle fait le mouvement de vas et Vien) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.5 Caractéristiques des matériaux

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en ALGERIE

I.5.1 Béton

Le béton est un matériau hétérogène composite constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment),

des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier..), et de l'eau de gâchage.

A ces composantes s'ajoutent parfois des adjuvants et des éléments encore plus fins qui améliorent sensiblement sa performance ainsi que sa compacité.

I.5.1.1 Les constituants du béton

✓ Le ciment

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

✓ Les granulats

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

* Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.

* Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

✓ **Les adjuvants**

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

a Dosage et composition du béton

Pour obtenir au moment de la mise en œuvre une consistance convenable et après durcissement des qualités par les quelles l'étude est orientée, le composition moyenne pour 1m de béton est la suivante :

Tableau(I.1): Dosage et composition du béton

Composants	Gravies 15/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume	800 L	400 L	8 sacs	180 L
Poids (kg)	1200	600	400	180

b . La résistance caractéristique du béton

* **En compression** (f_{cj}) (**CBA.93 [ART 2.1.1.1]**)

La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25$ Mpa

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

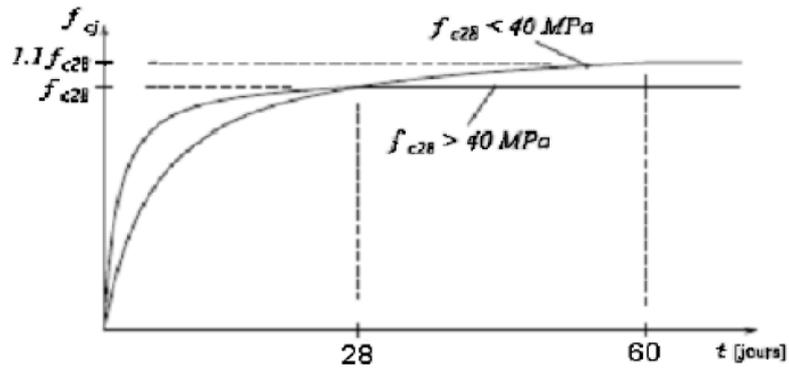
$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} f_{cj} : \text{résistance du béton à l'âge } J \\ J : \text{l'âge en jours.} \end{cases}$$



Figure(I.6): Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

La figure 1-4:

donne l'allure de la variation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton pour les deux types de béton. Sur cette figure, on observe que la montée en résistance des bétons à performances élevées est plus rapide que pour les bétons classiques.

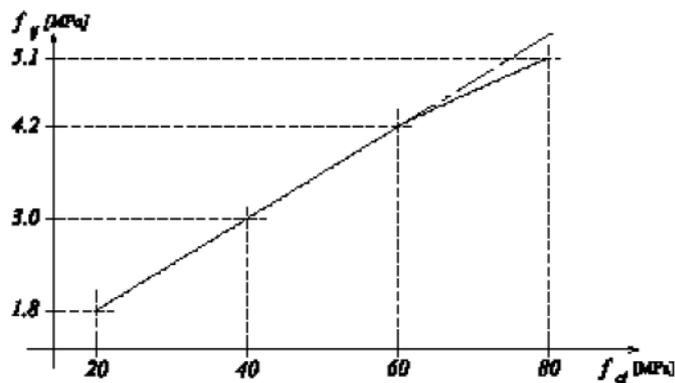
Cette propriété rend les bétons à performances élevées très intéressants en phase de construction.

* *En traction* (f_{tj})(CBA.93 [ART 2.1.1.1])

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{cases} \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc: $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.



Figure(I.7): Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de la compression f_{cj}

c. Déformations longitudinales du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton :

*** Déformation instantanée « Eij »**

Sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24 h le module de déformation instantanée du béton égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)CBA93 (Article A.2.1.2.1).}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ donc $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPA}$

*** Déformation différée « Evj »..... (CBA 93 [ART 2.1.2.2] P7)**

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)CBA93 (Article A.2.1.2.2)}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ donc $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPA}$

d . Les Contraintes limites

d.1.État limite ultime (ELU)(CBA 93 [ART 3.3.2] P24)

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.

La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{BAEL 91 (Article A.4.3.4)}$$

avec:

0,85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée.

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$$\begin{cases} * \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{Situation accidentelle.} \\ * \gamma_b = 1.50 \rightarrow \text{Situation courante.} \end{cases}$$

θ : Coefficient d'application de charge

$$\theta = \begin{cases} \theta = 1 & \text{Si } t > 24\text{h} \\ \theta = 0.9 & \text{Si } 1\text{h} < t < 24\text{h} \\ \theta = 0.8 & \text{Si } t < 1\text{h} \end{cases}$$

*** Contrainte ultime du béton**

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

Les déformations du béton sont :

$$\begin{aligned}
 & - \varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰} \\
 & - \varepsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa} \\ \text{Min } (4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa} \end{cases}
 \end{aligned}$$

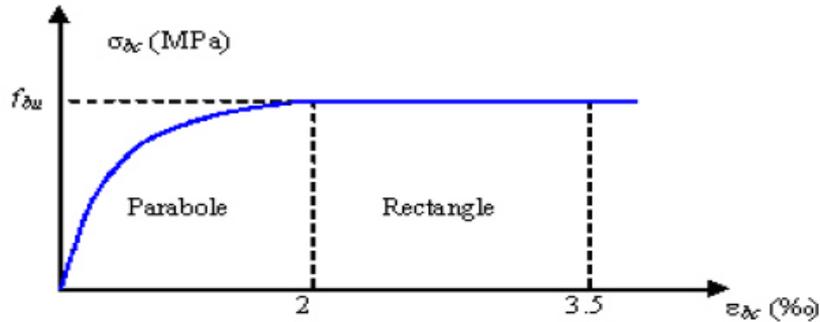
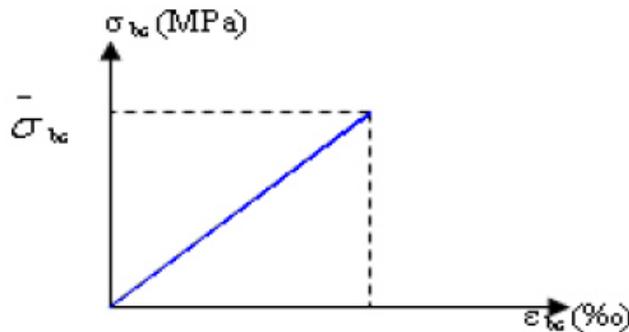


Figure (I.8) : Diagramme des contraintes-déformations du béton

d.2. Etat limite de service (ELS) (CBA 93 [ART 5.1.4])

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

$$\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CBA 93 (Article A.4.5.2)}$$



Figure(I.9) : Diagramme contrainte déformation du de calcul à l'ELS

*** Contrainte limite de cisaillement (CBA 93 [ART 5.1.2.1.1] P39)**

$$\tau_{adm} = \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_{adm} = \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable}$$

Dans notre cas on a $f_{c28}=25 \text{ Mpa}$ donc :

$$\tau_{adm} = 3.33 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 2.5 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{fissuration préjudiciable.}$$

d . Modules de déformation longitudinale

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{Mpa} \\ E_{vj} = 4400 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{Mpa, sans fumée de silice} \\ E_{vj} = 6100 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{Mpa, avec fumée de silice} \end{array} \right.$$

*** Coefficients de poisson CBA93 (Article A.2.1.3)**

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales

$$\left\{ \begin{array}{ll} \nu = 0 & \text{à ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à ELS} \end{array} \right.$$

*** Module déformation transversale béton**

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} E : \text{module de Young} \\ \nu : \text{Coefficient de Poisson} \\ G = 0,4E \text{ pour le béton non fissuré (ELS)} \\ G = 0,5E \text{ pour le béton fissuré (ELU)} \end{array} \right.$$

I.5.2 Acier

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

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau (I.2) : caractéristiques des aciers utilisés

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPA)	Limite de rupture (MPA)	Allongement a la rupture
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Selon le **RPA99 (Article 7.2.2)**, les armatures longitudinales doivent être :

- . De haute adhérence avec $f_e \leq 500 \text{MPa}$
- . L'allongement total relatif sous charge maximale doit être supérieur ou égale à 5%

Dans notre ouvrage on utilise :

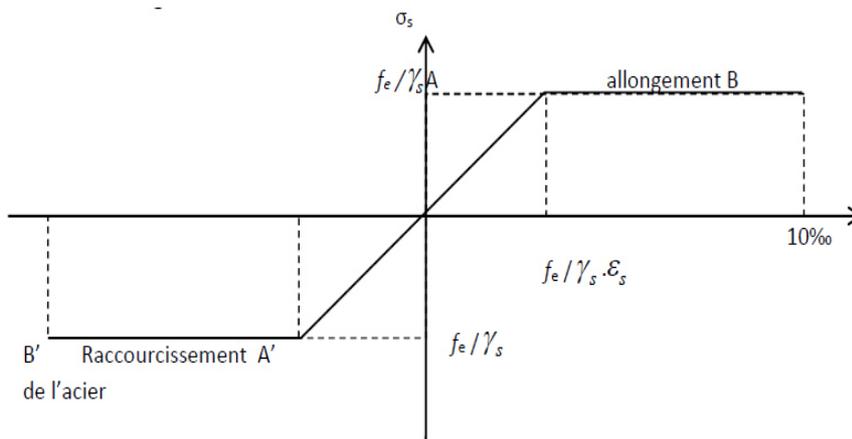
- L'acier a haute adhérence (HA) : feE400 pour les armatures longitudinales
- L'acier rond lisse (RL) : feE235 pour les étriers, cadres et épingles...etc.
- L'acier treilles soudé (TS) : FeE500 pour la dalle de compression.

I.5.2.1. Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Est pris égale à : $E_s = 210\,000 \text{ MPA}$

I.5.2.1. Contrainte limite

a Etat limite ultime : Pour le calcul on utilise le digramme ci-dessus :



Figure(I.10): diagramme contrainte-déformation d'acier

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{pour} \quad \epsilon_s \leq \epsilon_{se} \leq 10\% \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \text{barre lisse : } \sigma_s = 186,96 \text{ Mpa} \\ \text{barre HA: } \sigma_s = 347,83 \text{ Mpa} \end{cases}$$

tel que : $f_e = 400 \text{ MPA}$

- f_e = la limite élastique de l'acier
- γ_s = Coefficient de sécurité

tel que : $\gamma_s = 1.15$ *Combinaisons courantes*

$\gamma_s = 1$ *Combinaisons accidentelles*

$\sigma_s = 348$ En situation durable.

$\sigma_s = 400$ En situation accidentelle.

avec : $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$ pour $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \leq 10\%$

$E_s = 200000$ MPa [Module d'élasticité]

b Etat limite de service

On le limite pas la contrainte de l'acier sauf états limite des fissure :

√ Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

√ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \delta_{st} = \min (2/3 f_c ; 110 \sqrt[3]{\eta f t_j})$

√ Fissuration très préjudiciable: $\sigma_{st} \leq \delta_{st} = \min (1/2 f_c ; 90 \sqrt[3]{\eta f t_j})$

avec : $\begin{cases} \sigma_{st} = f_c / \gamma_s \\ \eta : \text{coefficient de fissuration.} \end{cases}$

tel que : $\begin{cases} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses (RL)} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les armatures à haute adhérence (HA)} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les HA de } \varnothing < 6\text{mm} \end{cases}$

Le diagramme de calcul des aciers à l'ELU se déduit en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine dans le rapport : $1/ \gamma_s$

1.5.2.1 Diagramme de déformation d'une section en béton armé

*** Règle des trois pivots**

On distingue les trois domaines 1, 2 et 3 et les trois pivots A, B et C représentatifs de la déformation par l'un des quels doivent passer les diagrammes de déformation(Figure ci après).

Les calculs sont effectués à l'aide de la méthode des trois pivots écrite dans.....CBA93 (Art, A.4.3.3, P22)

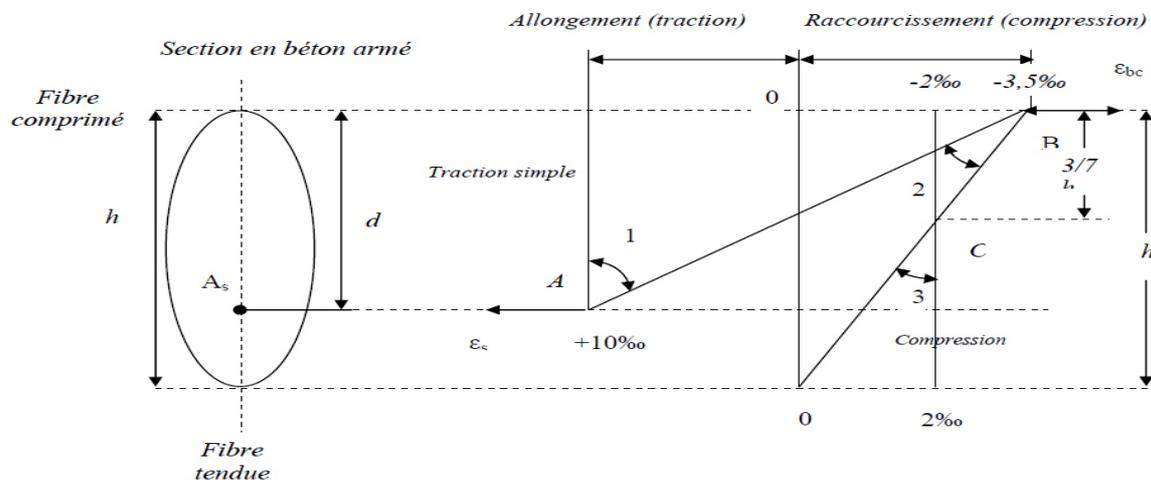


Figure (I.11): Diagramme des déformations limites de la section réglée des trois pivots

a Pivot (A) region1

Allongement de l'acier le plus tendu : $\varepsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$

Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

b Pivot (B) region2

Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\varepsilon_s = 3,5 \cdot 10^{-3}$

Pièces soumises à la flexion simple ou composée.

c Pivot (C) region3

Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3h/7$ de la fibre la plus comprimée :
 $\varepsilon_{bc} = 2 \cdot 10^{-3}$

Pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

avec :

h : hauteur totale

d : hauteur utile

1.6 Les hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- * La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25$ Mpa
- * La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1$ Mpa
- * Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865$ Mpa
- * Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.595$ Mpa
- * Pour les armatures de l'acier:
 - longitudinales : on a choisi le « feE400 » H.A fe=400 Mpa
 - transversales : on a choisi le « feE400 » R.L
 - treillis soudés (de la dalle de compression) : « feE500 » H.A fe=500 Mpa

1.7 Règlements et normes utilisés

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93
- Le RPA 99 révisée 2003
- Le BAEL 91

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement a pour objet le calcul des coffrages des sections en béton des différents éléments structuraux, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter sur plus d'acier et du béton.

II.2. Evaluation des charges et des surcharges

A/ Charges d'exploitations

Tableau(II.1) : Détermination des charges et surcharges

Nature des locaux	Valeurs (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Sous-sol stockage	4
Plancher courant à usage d'habitation	1.5
Plancher courant à usage bureau	2.5
Plancher RDC	2.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	0.6

B/ Charges permanentes

➤ **Plancher terrasse (inaccessible)**

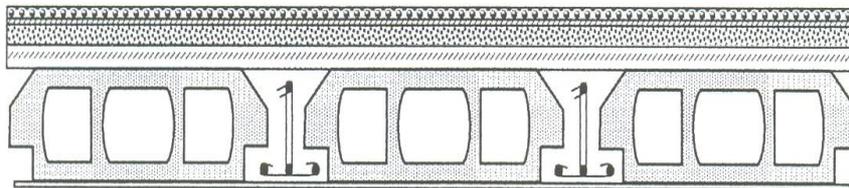


Figure (II.1) : Constituant d'un plancher terrasse.

Tableau (II.2) : Détermination des charges et surcharges.

Plancher	P (KN/m ²)
1. Gravillon de Protection (4 cm)	0,96
2. Etanchéité Multicouche (2 cm)	0,12
3. Béton en Forme de Pente (1%)	2,20
4. Isolation thermique en liège (4cm)	0,16
5. Corps Creux (16+ 4)	2.8
6. Enduit en plâtre	0,27
G_{totale}	6,51

➤ Plancher courant

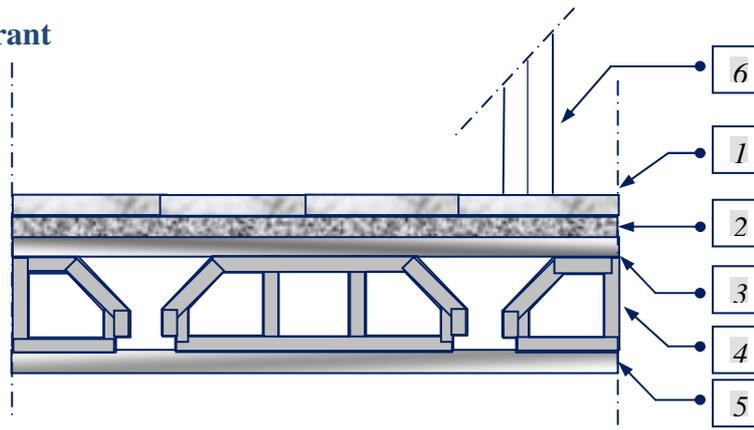


Figure (II.2) : Constituant d'un plancher courant

Tableau (II.3) : Détermination des charges et surcharges

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Chape de mortier	2	20	0.4
Lit de sable	3	18	0.54
Plancher corps creux (16+4)	20	/	2.8
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Cloison de séparation	/	/	1
TOTAL			=5.38

➤ Balcon

Tableau (II.4) : Détermination des charges et surcharges

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Chape de mortier	2	20	0.4
Lit de sable	3	18	0.54
Dalle en B A	15	25	3.75
Enduit de ciment	2	18	0.36
Garde corps	/	/	1
TOTAL	/	/	6.49

➤ **Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses)**

Tableau (II.5) : Détermination des charges et surcharges

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Briques creuses	10	/	0.9
Briques creuses	10	/	0.9
Revêtement de ciment	2	20	0.4
TOTAL			2.4

➤ **Murs intérieurs**

Tableau (II.6) : Détermination des charges et surcharges

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Briques creuses	10	/	0.9
Revêtement de ciment	2	20	0.4
TOTAL	/	1.5	

➤ **Escalier**

Tableau (II.7) : Détermination des charges et surcharges

Désignation des éléments	Palier (KN/m ²)	Paillasse (KN/m ²)
Poids propre de Palier	3.75	/
Poids de Paillasse	/	4.5
Poids des marches	/	1,87
Lit de sable	0.54	0.54
Carrelage	0.44	0.44
Mortier de pose	0.4	0.4
Mortier de ciment	0.36	0.36
Garde-corps	/	1
Total	= 5.49	= 9.11

C/ Charges accidentelles

- charge sismique
 - Zone sismique : Zone IIa
 - Classe de l'ouvrage groupe 2

II.3. Pré-dimensionnement des éléments

Pour pouvoir pré dimensionner les éléments, On tiendra compte de prescription apportée par règlement RPA 2003

II.3.1. plancher

II.3.1.1. plancher en corps creux

Ils sont composés de corps creux (hourdis) et d'une dalle de compression ferrillée par treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens le plus petit,

L'épaisseur des planches est déterminée à partir de la condition de rigidité :

$$e \geq \frac{\min (Lx_{\max}, Ly_{\max})}{22,5}$$

Avec : **e** : épaisseur de la dalle

L : longueur max prise entre nue d'appui

On adopte : $h_i = 25\text{ cm}$

Soit : $h_i = 16+4 = 20\text{ cm}$

tel que : $\left\{ \begin{array}{l} 16\text{ cm la hauteur du corps creux} \\ 4\text{ cm la hauteur de la table de compression} \end{array} \right.$

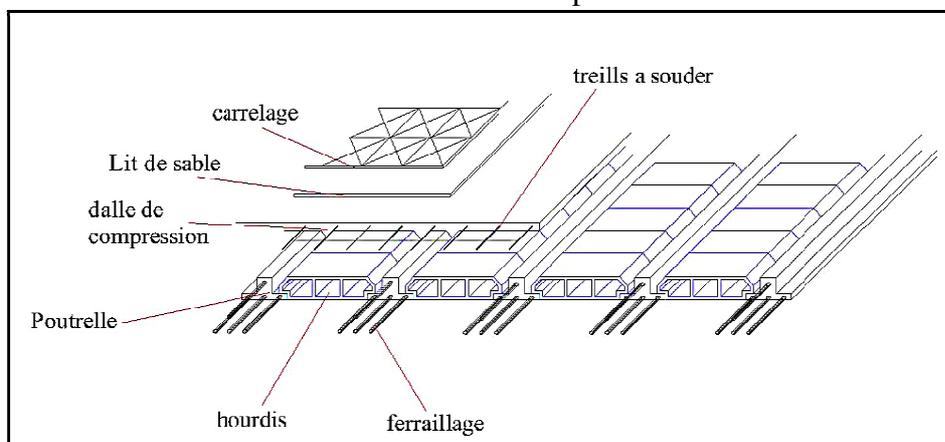


Figure (II.3) : Plancher en corps creux

II-3-2- Les poutrelles

❖ Définition

Ce sont des éléments préfabriqués ou coulés sur place en béton armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

Pour notre projet les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée

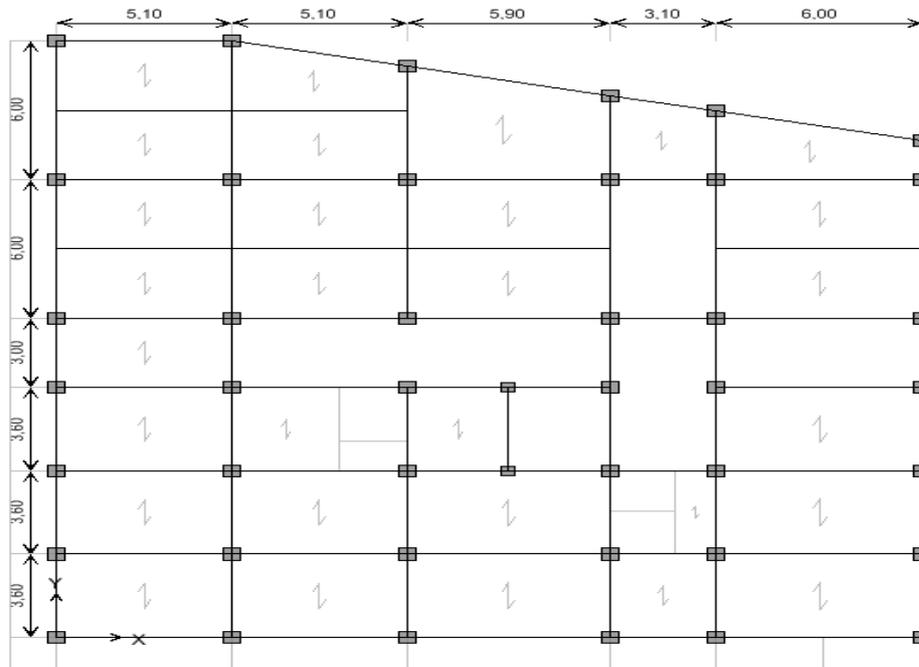


Figure (II.4) : Disposition des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression)

avec :

h_t : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher) = 26cm

h_0 : Hauteur de la dalle de compression = 6cm

b_0 : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

b : Largeur efficace.

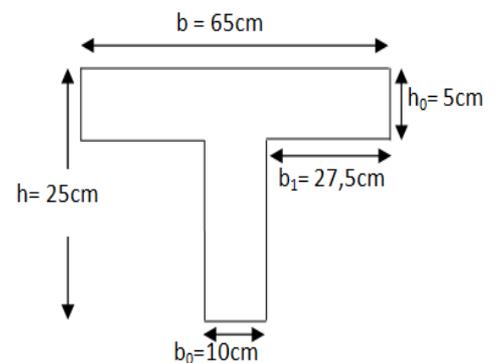
$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{lx}{2}; \frac{L_{min.y}}{10}\right)$$

alors :

$$h_t = 25\text{cm}$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h_t$$

$$b_0 = (10 \text{ à } 20 \text{ cm})$$



Figure(II.5) : poutrelle

Soit : $b_0 = 10\text{cm}$

$$b_1 \leq \min (L_x/2 , L_y/10)$$

$L_x = 55\text{ cm}$: distance entre deux nervures Successives.

L_y : la distance maximale entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b_1 \leq \min (55/2 ; 555/10)$$

$$b_1 \leq \min (27.5 ; 55.5)$$

donc :

$$b_1 = 27.5\text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 \implies b = 5 \times 27.5 + 10 = 65$$

soit : $b = 65\text{cm}$

II.3.2.1.Planchers à dalles pleines

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé, le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

a) Critère de résistance

- Cas de dalle sur 1 seul appui $e \geq L_x/20$
- Cas de dalle sur 02 appuis..... $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$
- Cas de dalles sur 03 ou 04 appuis..... $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$

b) Critère de résistance au feu

- $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu
- $e \geq 11\text{cm}$ pour 02 heures de coupe-feu

Avec :

L_x : la plus petite dimension du panneau de dalle de l'entre nus d'appuis

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

II.3.3 Pré dimensionnement des poutres

II.3.3.1.Poutres Principales et secondaires

Tableau (II.8) : Pré dimensionnement des poutres principales et secondaires

Règle	Formule	Poutres Porteuses	Poutres Non porteuses
		$L_{max} = 5,6$	$L_{max} = 5,5$
BAEL 99	Hauteur $\frac{L_{max}}{15} < h < \frac{L_{max}}{10}$	h = 50 cm	h = 45 cm
	Largeur $0,3h \leq b \leq 0,7h$	b = 30 cm	b = 30 cm
RPA99/V2003	La vérification h ≥ 30cm b ≥ 20cm h/b ≤ 4	Ok Ok 1,33 ≤ 4	Ok Ok 1,4 ≤ 4

* L_{max} : portée libre maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré

* **h** : la hauteur de la poutre

Conclusion

- * Poutre principales : (b x h) = (30x50)cm²
- * Poutre secondaire : (b x h) = (30x45) cm²

II.3.4. Les Voiles

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales dues au vent et au séisme.

D'après RPA 2003

$$L \geq 4 a$$

Avec :

L : Longueur du voile

a : l'épaisseur minimale des voiles est de 15cm

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

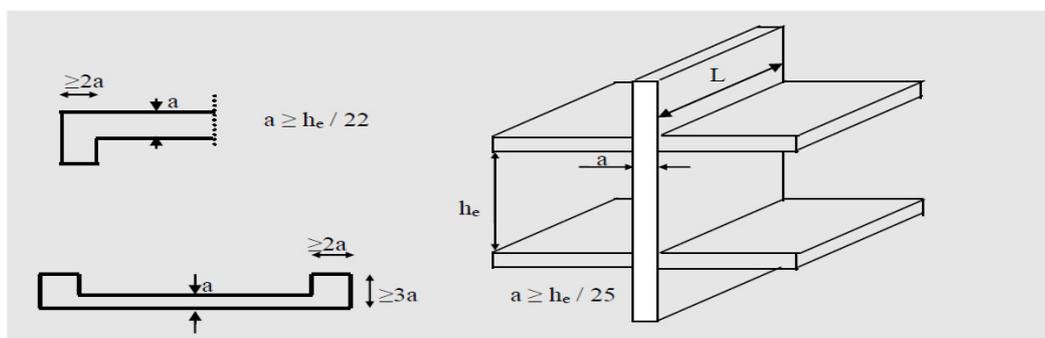


Figure (II.6): Pré dimensionnement des voiles

Pour le Rdc on a la hauteur libre d'étage $h_e = 4.08 - 0.45 = 3.63$ m

Pour le sous sol = 1^{ère} étage = $h_e = 3.06 - 0.45 = 2.61$ m

Tableau (II.9): Pré dimensionnement des voiles

	he (cm)	$a \geq h_e/25$	$a \geq h_e/22$	adoptée
Sous sol	2.61	10.44	11.86	20
Rdc	3.63	14.52	16.5	20

II.3.5. Les balcons

Les balcons sont encastés dans les planchers, ils sont donc

Calculer comme étant des consoles

Selon BAEL : $e \geq L/10$

Tableau (II.10): Dimension des balcons

	1 ^{ère} étage		2 ^{ème} étage		3 ^{ème} étage	
Longueur (L) cm	260	125	300	125	300	125
(e) adopté cm	26	12.5	30	12.5	30	12.5

On adopte :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 15\text{cm} \\ Q = 3.5 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right.$$

II.3.6.L'escalier

Les escaliers sont des éléments permettant le passage d'un niveau à un autre dans un bâtiment

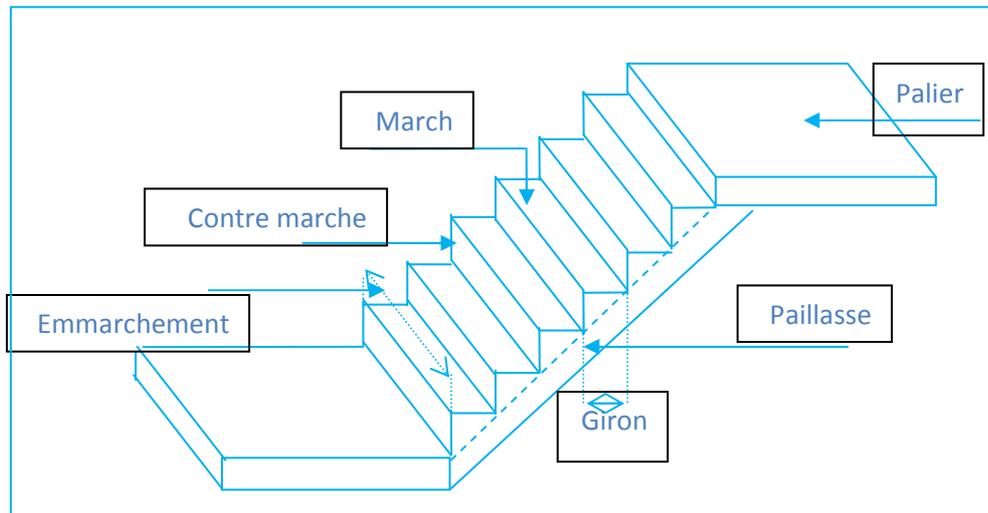


Figure (II.7): Schéma de l'escalier

• **Le pré dimensionnement**

Pour le pré dimensionnement des marches(g) et contre marches(h) on utilise la formule de BLONDAL.

$$\begin{cases} 60 \leq (g+2h) \leq 65\text{cm} \\ 16,5 \leq h \leq 17,5 \end{cases}$$

- Le nombre de marche n : $n=H/h$; avec H : hauteur d'étage.
- Hauteur de la paillasse : $h'=h \times n$.
- La longueur projetée de la paillasse : $l=g (n-1)$.
- L'inclinaison de la paillasse : $\tan \alpha = h'/l$.
- La largeur de la paillasse : $l_v=h'/\sin \alpha$.
- L'épaisseur de la paillasse $L/30 \leq e \leq L/20$.

Il y a deux volées ($\frac{H}{2} = 1.53$) on aura 18 contre marches entre chaque étage ; et on a deux volées dans chaque étage , la hauteur de chaque volée 1.53 donc : il y a 9 contre marches sur une volée.

Hauteur de la marche H :

$$16.5 \text{ cm} \leq h \leq 17.5 \text{ cm}$$

On adapte : 17 cm

Le nombre de marches :

$$n = \frac{He}{17} \text{ avec } h_e = 3.06$$

$$\text{donc : } \frac{306}{17} = 18 \text{ marche}$$

Le giron : on utilise la formule de BLONDAL

$$\left\{ \begin{array}{l} 60 \text{ cm} \leq (g+2h) \leq 65 \text{ cm} \\ 60 - 2h \leq g \leq 65 - 2h \\ 26 \text{ cm} \leq g \leq 31 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend : g = 30cm

Tableau (II.11) : dimension de l'escalier

	h (cm)	g(cm)	N	h' (cm)	l (cm)	α(°)	lv (cm)	L (cm)
RDC	17	30	17	289	480	31.05	560	561.35

II.3.7. Acrotère

L'acrotère set un élément non structural faisant partie du Plancher terrasse encastré sa base, et réalisé en béton armé.

$$S = 0.6 * 0.1 + (0.1 * 0.05) + (0.1 * 0.05) / 2$$

$$S = 0.0675 \text{ m}^2$$

- **Charge permanent**

Poids propre:

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G_1 = 25 * 0.0675 * 1$$

$$G_1 = 1.6875 \text{ KN/ml}$$

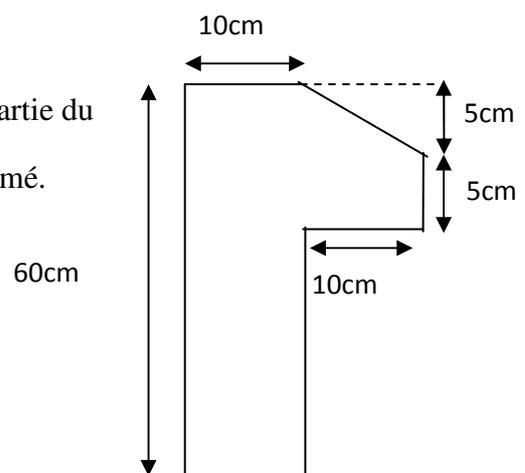


Figure (II.8) : Dimension de l'acrotère

Enduit de ciment

$$G = \gamma_c * e * 1$$

$$G_2 = 18 * 0.02 * 1.56$$

$$G_2 = 0.5616 \text{ KN/ml}$$

Alors:

$$G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 2.2491 \text{ KN/ml}$$

- **La Surcharge d'exploitation**

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

II.3.8. Pré dimensionnement des Poteaux

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du **CBA93** préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de «1cm» sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

II.8.1. Principe

Le calcul de la section du béton sera fait en compression simple, uniquement basé sur la descente des charges.

II.8.2. Les étapes de calcul

- On considère le poteau le plus sollicité.
- On calcule la surface reprise par le poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.

On mènera le calcul à L'ELU (**BAEL 91**) et la vérification d'après (**RPA99/V2003**)

II.8.3. La formule générale

$$Br \geq \frac{k \beta Nu}{\theta \frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85}{100} f_{ed}}$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1.10 \quad \text{Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours} \\ k = 1.20 \quad \text{Si plus de la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours} \\ k = 1 \quad \text{pour les autres cas} \end{array} \right.$$

Br : section réduite du poteau (en cm²)

f_{c28} est remplacé par f_{cj}

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tel que :

f_{c28} : Résistance à la compression du béton $f_{c28} = 25$ MPa

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 400$ MPa

$\gamma_b = 1,5$

$\gamma_s = 1,15$

θ = est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

avec :

$\theta = 1$: T > 24h

$\theta = 0.9$: 1h ≤ T ≤ 24h

$\theta = 0.85$: T < 1h

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

β : Coefficient dépendant de l'élançement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots\dots \text{si } \lambda \leq 50 \\ \beta = \frac{0.85 \lambda^2}{1500} \dots\dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \quad (a : \text{la plus petite cote})$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élançement mécanique forfaitairement à

$\lambda = 35$, (pour que toutes les armatures participent à la résistance)

D'où : $\beta = 1 + 0,2 \times 1 = 1.2$

$$Br \geq \frac{1 \cdot 1.2 \cdot Nu \cdot 10^{-3}}{1 \cdot \frac{14.2}{0.9} + \frac{0.85}{100} \cdot 348} \cdot 10^4 = 0.64Nu \quad (cm^2)$$

On adopte un poteau carré

$$\text{Nous } Br = (a - 2)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 2$$

II.8.4.Loi de dégression : d’après le **DTRBC2.2 5**

Soit q_0 la charge d’exploitation sur la terrasse courant du bâtiment $Q_1, Q \dots Q_n$, les charges d’exploitation respectives des planchers des étages 1,2....n numérotées à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d’appui les charges d’exploitation suivantes :

Sous toiture..... Q_0

Sous dernier étage..... $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement : -Etage (2) $Q_0 + 0.9Q_1 + 0.8Q_1$

-Etage (3) $.Q_0 + 0.9Q_1 + 0.8Q_1 + 0.7Q_1$

-Etage (4) $.Q_0 + 0.9Q_1 + 0.8Q_1 + 0.7Q_1 + 0.6Q_1$

-Etage (5) $.Q_0 + 0.9Q_1 + 0.8Q_1 + 0.7Q_1 + 0.6Q_1 + 0.5Q_1$

.....

- Etage (n) $.Q_0 + 0.9Q_1 + 0.8Q_1 + 0.7Q_1 + 0.6Q_1 + 0.5Q_1 + \dots + 0.5Q_1$

II.8.5.Calcul des surfaces d’influence pour chaque poteau

- Pour tenir compte du problème de continuité on doit majorée la surface de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas d’une poutre comportant au moins 3 travées.
- Pour tenir compte du poids des poteaux et des poutres en doit majorer la charge surfacique au niveau des planchers terrasses et étage courant de 10 %.

Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante :

II.8.5.1.Charge Permanente

$$N_G = G \times S$$

avec :

- G: charge Permanente
- S: surface offerte

II.8.5.2.Charge d'exploitation

$$N_Q = Q \times S$$

avec :

- Q : Charge d'exploitation(avec dégression des charges)
- S : surface offerte

II.8.5.3.Calcul de la charge limite ultime N_{ul}

$$\begin{cases} N_{ul} = 1.35 N_G + 1.5 N_Q \\ N_{ul} = 1.35 N_G + 1.5 N_Q \end{cases}$$

L'article 7.4.1 du **RPA99/V2003** exige que les dimensions de la section transversale du poteau satisfassent les conditions suivantes :

Pour la zone IIa on a

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

Toutes ces conditions sont vérifiées mais pour des raisons de facilité la réalisation on choisit une section uniforme soit celle du poteau le plus sollicité.

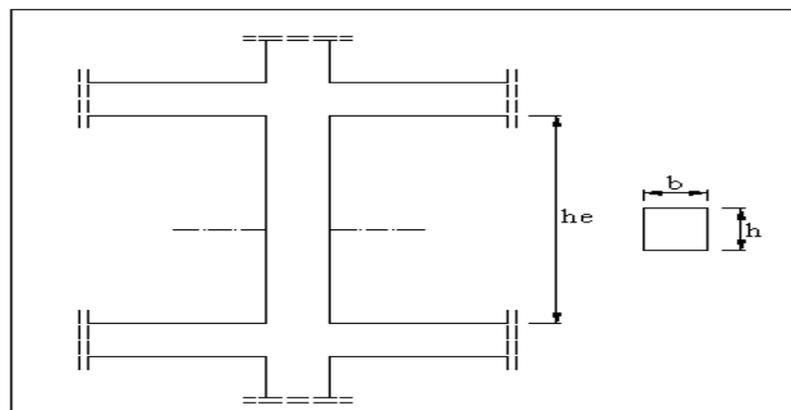


Figure (II.9) : Coffrage des poteaux

Et d'autre part, **ART 7.4.3.1 du RPA 99** outre les vérifications prescrit par le **CBA93** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normale de compression de calcule est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_U}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

avec :

B_c : l'air brut de la section de béton

Les résultats des efforts revenants aux poteaux et les sections de ce dernier et la vérification du **RPA** sont représentées dans le tableau suivant

a) Application

I/ Poteau centrale

➤ **Surface d'influence**

❖ Surface du plancher revenant au poteau

$$S = (2.8 + 2.025) * (2.25 + 2.775) \implies S = 24.25 \text{ m}^2$$

$$S = 24.25 \text{ m}^2$$

$$S_{maj} = 24.25 * 1.15 = 27.8875 \text{ m}^2 \implies S_{maj} = 27.8875 \text{ m}^2$$

Tableau (II.12) : Poids propre des éléments

Poids éléments(KN)	Plancher		Poutre		Poteaux		S sol
	Terrasse	Etage Courant	Principale	Secondaire	Etage courant	Rdc	
Application	24.25×6,51	24.25×5.38	(0,3 × 0.5) × 5.6×25	(0,3 × 0,45) 5.5×25	(0,45 × 0,45) × 3,06 × 25	(0,45x0,45) × 4,76 × 25	(0,45x0,45) × 3.06 × 25
Resultats	157.86 KN	130.46 KN	21 KN	18.56 KN	15.49 KN	24.09 KN	15.49 KN

➤ **Poids propre des éléments**

a) Surcharge d'exploitation

- ❖ Plancher terrasse inaccessible : 1* 24.25 = 24.25 KN
- ❖ Planche à usage d'habitation : 1.5 × 24.25 = 36.375 KN
- ❖ Plancher à usage bureau : 2.5 × 24.25= 60.625 KN

❖ Plancher à usage stockage : $4 \times 24.25 = 97 \text{ KN}$

II.8. 6. Evaluation des charges permanentes et exploitations (G , Q)

** plancher terrasse*

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6.51 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

** plancher étage courant*

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.38 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Tableau (II.13) : les sections des poteaux et vérifications de l'effort normal de compression

Niv	G KN/ m ²	Q KN/ m ²	G _{maj} j	Q _{min} in	S _{maj}	N _u kN/ m ²	N _u cum kN/ m ²	N _u KN	Br cm ²	a cm	Secti on adop te cm ²	v	v ≤ 0.3
Terra sse	6.51	1	7.1 61	1	27.8 87	11.1 67	/	/	/	/	/	/	/
Niv6	5.38	1.5	5.9 18	1.5	27.8 87	10.2 39	11.1 67	311.4 1	199.3 0	16. 12	40*4 0	0.0 7	C v
Niv5	5.38	1.5	5.9 18	1.3 5	27.8 87	10.0 14	21.4 06	596.9 1	382.0 2	21. 55	40*4 0	0.1 4	C v
Niv4	5.38	1.5	5.9 18	1.2	27.8 87	9.78 9	31.1 95	869.9 3	556.7 5	25. 6	40*4 0	0.2 1	C v
Niv 3	5.38	1.5	5.9 18	1.0 5	27.8 87	9.56 4	40.9 84	1142. 92	732.7 4	29. 07	45*4 5	0.2 2	C v
Niv2	5.38	1.5	5.9 18	0.9	27.8 87	9.33 9	50.5 48	1409. 63	902.1 6	32. 04	45*4 5	0.2 7	C v
Niv1	5.38	1.5	5.9 18	0.7 5	27.8 87	9.11 4	59.8 87	1670. 06	1068. 83	34. 7	45*4 5	0.2 6	C v
Rdc	5.38	1.5	5.9 18	0.6	27.8 87	8.88 9	69.0 01	1924. 23	1231. 5	37. 1	50*5 0	0.3	C v
S.sol	/	/	/		/		77.8 9	2172. 11	1390. 15	39. 28	50*5 0	0.2 8	C v

Application

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{maj} = G * 1.1 = 6.51 * 1.1 = 7.161 \\ N_u \text{ (kN/m}^2\text{)} = 1.35G_{maj} + 1.5Q_{min} \\ N_u \text{ (kN)} = N_u \text{ cumulé} * S_{maj} \\ v = N_u * 10^{-3} / B_c * f_{c28} \leq 0.3 \end{array} \right.$$

III .1. Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- . Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directs
- . Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement

l'objet de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires à savoir :

- * Les planchers à corps creux et à dalle pleine
- * l'acrotère
- * Les escaliers
- * La salle des machines

III.2.Etude de l'acrotère

III.2.1. Définition

Notre ouvrage comprend un seul type d'acrotère. L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

III.2.2.Evaluation des surcharges

➤ **Poids propre**

$$G_{acr} = G_{BETON} + G_{enduit}$$

✓ **Calcul du périmètre P**

2. $P = (0.6+0.1+0.11+0.05+0.1+0.5) = 1.56m.$

3. $S = (0.1*0.6)+(0.1*0.05)+(0.05*0.1)/2 = 0.0675 m^2$

✓ **Poids de béton**

$$G_b = \rho_b \times S = 25 \times 0.0675 = 1.69 \text{ KN /m}$$

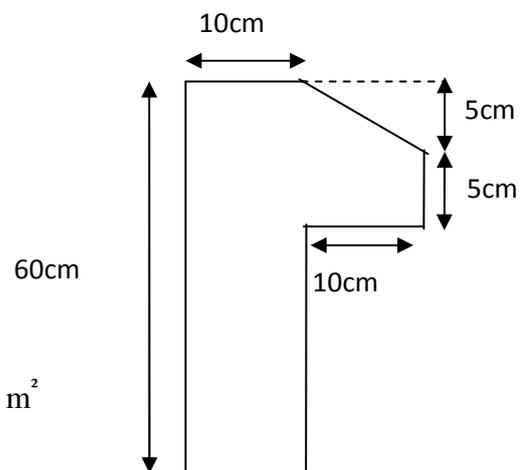


Figure (III.1): Dimension de l'acrotère

✓ Poids d'enduit

tel que : $e = 2 \text{ cm}$

$$G_{\text{en}} = 1.56 \times 0.02 \times 18 = 0,56 \text{ KN / m}$$

$$\text{Donc: } G_{\text{acr}} = 1.69 + 0.56 = 2,25 \text{ KN / m}$$

III.2.3. Charge accidentelle due au séisme

D'après le RPA99/2003, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante : < **Ch. 06 § 6.2.3** > **RPA 99/2003**

$$F_p = 4 \times A \times c_p \times w_p \text{ (D-T-R B.C 2.2.7.7)}$$

Dans notre cas on a :

Zone **IIa** : wilaya de Bouira .Groupe **2**

$$\text{Donc: } A = 0.15$$

tel que : **A** : Coefficient d'accélération de zone

$$C_p = 0.8.$$

tel que : **Cp** : Facteur de force horizontale

$$W_p = G_{\text{acr}} = 2,25 \text{ KN / ml (poids de l'acrotère)}$$

Donc :

$$F_p = 4 \times 2,25 \times 0.8 \times 0.15 = 1,08 \text{ KN/ml}$$

$$F = \max (Q, F_p) = 1,08 \text{ KN/ml}$$

❖ Les charges

Poids propre de l'acrotère: $G = 2.25 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Force sismique : $F_p = 1.08 \text{ KN/ml}$

III.2.4. Calcul des sollicitations

$$\begin{aligned} \text{à ELU : } & \left\{ \begin{aligned} N_u &= 1.35 \times G = 1.35 \times 2.25 = 3,04 \text{ KN} \\ M_u &= 1,5 \times f_p \times h = 1,5 \times 1,08 \times 0,6 = 0.97 \text{ KN.m} \end{aligned} \right. \\ \text{à ELS : } & \left\{ \begin{aligned} N_{ser} &= G = 2.25 \text{ KN} \\ M_{ser} &= f_p \times h = 1,08 \times 0,6 = 0.65 \text{ KN.m} \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

Tableau(III.1):Calcul des sollicitations.

	N(KN)	M(KN.m)
ELU	3.04	0,97
ELS	2.25	0.65

III.2.5. Ferraillage de l’acrotère

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire (1ml). pour le calcul, on considère une section (b×h) cm² soumise a la flexion composée.

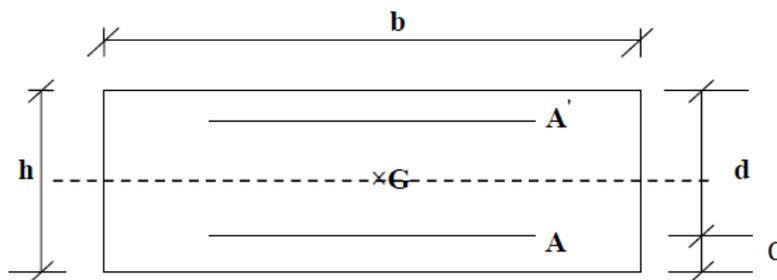


Figure (III.2): section de calcul d’acrotère

h : Epaisseur de la section : 10 cm

b : largeur de la section : 1ml

c et c' : Enrobage : 2 cm

d = h – c' : Hauteur ultime : 8cm

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues

* **Acier:** F_e E 400 ; F_{c28} = 25 MPA

$$\gamma_s = 1.15 ; F_{t28} = 2.1 \text{ Mpa} ; M_u = 0.97 \text{ KN.m} ; N_u = 3.04 \text{ KN}$$

III.2.6. Calcul des armatures

➤ à l'ELU

- position du centre de pression

* Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{97}{3.04} = 32\text{cm}$$

$$e \notin [A_s, A'_s] = [-6, +6]\text{cm}$$

$N_u > 0$ alors N est un effort de compression

$$e_0 = 0,71\text{m} > \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,017\text{m}$$

$e_0 > \frac{h}{6}$ Donc la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait par

assimilation à la flexion simple

$$e_a = e_0 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,32 + \left(\frac{0,1}{2} - 0,02\right) = 0,35\text{m}$$

$$M_{ua} = N_u \times e_a = 3,04 \times 0,35 = 1,064\text{KN.m}$$

III.2.6.A). Les armatures en flexion simple

➤ Moment réduit (μ_u)

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec : $f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17\text{MPa}$

Donc : $\mu_u = 0,0117$

$\mu_u < 0,186 \implies (A_s' = 0 : \text{pas d'armature comprimé})$

➤ Calcul de μ_l

On a : $f_e E400$

$$\alpha_1 = \frac{\epsilon_{bc}}{\epsilon_{bc} + \epsilon_{se}}$$

Tel qu'à la flexion simple ou composée avec des armatures tendues le calcul se fait au pivot B donc :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$$

Et d'autre part on a :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \varepsilon_{se} E \Rightarrow \varepsilon_{se} = \frac{f_e}{E\gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74\text{‰}$$

$$\text{D'où : } \alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.67$$

donc :

$$\mu_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.392 \Rightarrow \mu_u = 0.013 < \mu_1$$

La section est armée par des armatures inférieures (tendus)

❖ Section d'armature

$$A_s = A_f \cdot \frac{Nu}{\sigma_{st}}$$

Avec :
$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

tel que :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad \text{tel que: } \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0117)}) = 0.015$$

Donc : $\beta = 0.994$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{1.064 \times 10^6}{0,994 \times 80 \times 348} = 0,38 \text{ cm}^2$$

III.2.6.B) Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée

$$A_s = A_f \cdot \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 0,38 \cdot \frac{3.04 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,29 \text{ cm}^2$$

III.2.6.C) Condition de non fragilité(Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)

Le ferraillage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{s \min}$

$$A_{s \min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s \min} = \max \left\{ \frac{60 \times 10}{1000} ; 0,23 \times 60 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

➡ $A_{s \min} = 0.6 \text{ cm}^2$

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à L'ELU, alors on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➡ Avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

❖ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2 \text{ Repartie sur 60 cm de hauteur, avec un espacement :}$$

$$S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

On adopte: $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

III.2.6. d) Vérification au cisaillement(Art III.2 / BAEL 91) :

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

Donc :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \times d}$$

$V_{u \max}$: l'effort tranchant à l'ELU

Donc :

$$V_{u \max} = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1.08 = 1,62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ **condition vérifié**

✓ **Conclusion**

Il n'ya aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.6 . e)Vérification d'adhérence des Barres au cisaillement..... (BAEL 91 art 5.1.1)

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} < \bar{\tau}_s = \Psi_s f_{t28} \\ \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u_i} \end{array} \right.$$

Avec : Ψ_s : Coefficient de scellement)

Ψ_s : 1.5 (acier Fe400, haute adhérence)

τ_{se} : Contrainte du cisaillement

$\bar{\tau}_s$: Contrainte d'adhérenc

$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset$: Somme du périmètre utile des barres

n: nombre des barres

\emptyset : Diamètre des barres ($\emptyset=8\text{mm}$)

$$\sum u_i = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 (f_{c28}) = 2,1 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{1.62 \cdot 10^{-3}}{0.9 \cdot 80 \cdot 100.48} = 0.22 \text{ Mpa} \\ \bar{\tau}_s = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

Alors :

$$\tau_{se} = 0.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Conclusion**

condition vérifier donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres .

III.2.6.1. Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable, on doit faire une vérification de contraintes dans les aciers et le béton.

➔ **Dans le béton**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$)

Avec:

$$K = \frac{M_{SER}}{I}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15x \left[A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2 \right] \text{(Moment d'inertie)}$$

y : position de l'axe neutre.

✓ **Position de l'axe neutre**

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \dots\dots\dots \text{BAEL.91.P.155}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 \quad \text{c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.} \\ A'_s = 0 \end{array} \right.$

$$Y = 15 \frac{2.01}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{8 \times 100}{7.5 \times 2.01}} - 1 \right]$$

Donc : **Y=1.91cm**

✓ **Calcul de Moment d'inertie I**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15. \left[A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2 \right]$$

Donc : **I=1236,20cm⁴**

D'où : $K = \frac{0,65 \times 10^{-3}}{1236,20 \times 10^{-8}} = 52.58 \text{ Mpa/m}$

Alors :

$\sigma_{bc} = 0,019 \times 52.58 = 0.99 \text{ Mpa}$

$\sigma_{bc} = 0,61 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

Tableau (III.2) : vérification de contraintes dans le béton

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (Mpa/m)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Appui	0.65	2,01	1,24x10 ³	1,91	52.58	0.99	15	Vérifier

➔ Dans l'acier

On doit vérifier que: $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta x f_{t28}}) \right\}$$

Avec :

$\eta = 1,6$ pour des HA > 6 mm

$f_e = 400 \text{ MPA}$, $f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$

$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 226,6 \text{ MPA} ; \max (200 \text{ MPA}, 201,6 \text{ MPA}) \right\}$

➔ $\bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPA}$

$\sigma_s = n \times K(d-y)$

Tel que : $n = 15$

$\sigma_s = 15 \times 0.044 \times (80-19.1)$

$\sigma_s = 47.50 \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

✓ Conclusion

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

III.2.6.2. Vérification de l'écartement des barres

• **Armatures verticales**

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition**

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

III.2.6.3. Vérification au flambement

• **Calcul de l'élancement**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{i}$$

Avec :

λ : Elancement de l'élément

L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie de la section

A : Section de l'élément

$$A = 1 \times 0,1 = 0,1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0,1^3}{12} = 8,33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$L_f = 2 L_0 = 2H = 2(0,6) = 1,2 \text{ m}$$

Donc :

$$\lambda = \frac{1,2\sqrt{0,1}}{\sqrt{8,33 \times 10^{-5}}} = 41,58$$

• **Vérification à l'élancement**

- $\lambda \leq \max [50; \min (\frac{67e_u}{h}; 100)] = \max [50 ; \min (214,4 ; 100)]$
- $\lambda = 41,58 \leq \max (50 ; 100) = 100 \implies \text{Condition vérifiée}$

III.2.7. Schéma de ferraillage

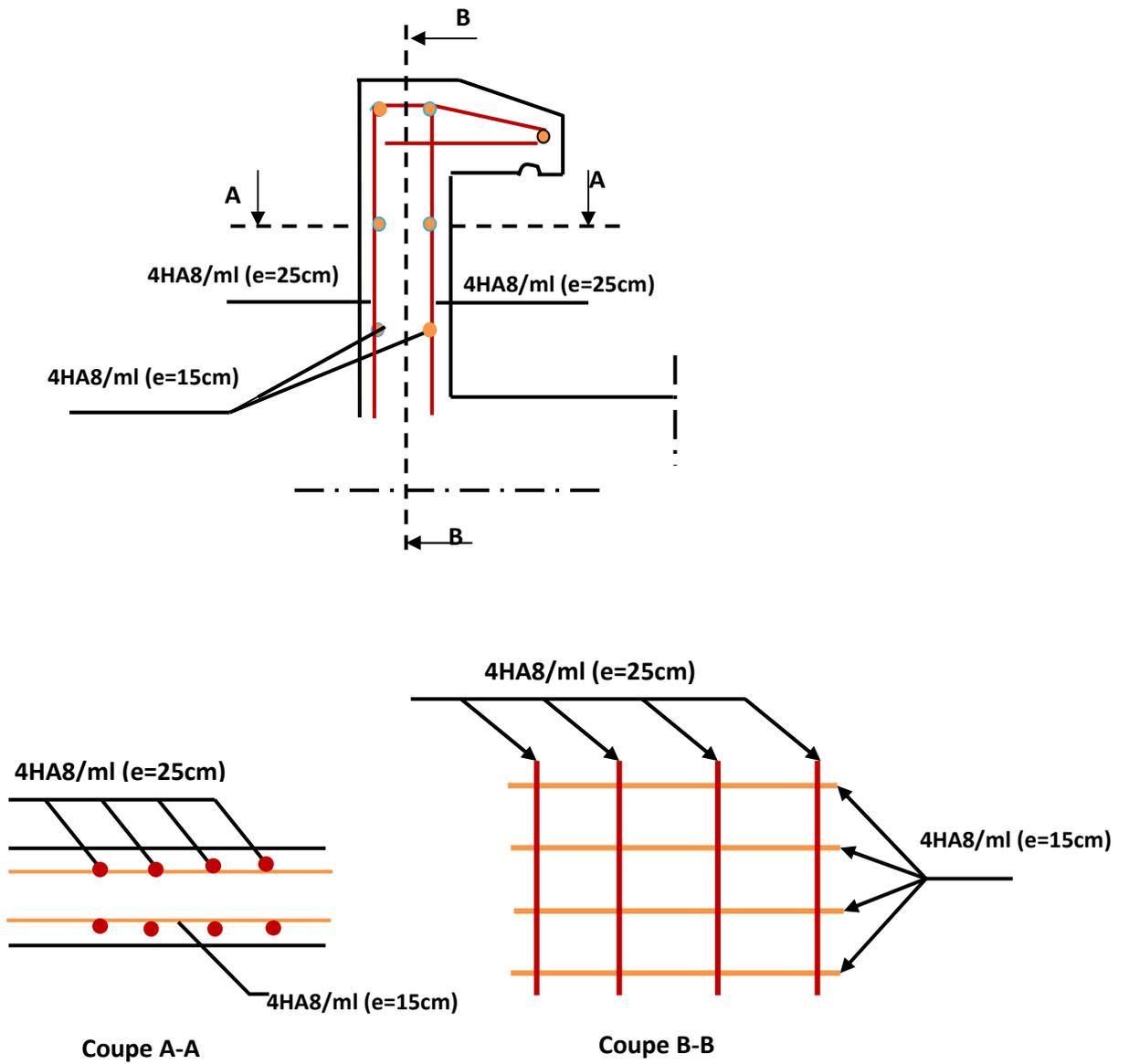
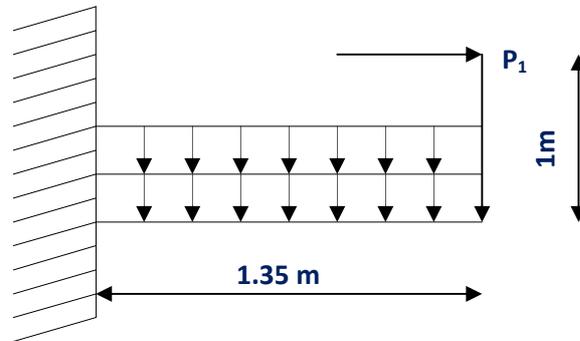


Figure.(III.3): ferraillage de l'acrotère

III.3.Calcul des balcons

Le balcon est assimilé à une console en béton armée, encastrée à son extrémité de longueur de **1.35m** et d'épaisseur de **15 cm**.

Le calcul se fait à la flexion simple en considérant une bande de **1m**.



Figure(III.4) :Schéma statique de balcon

III .3.1.Les charges

III .3. 1.a)Evaluation des charges

- Epaisseur de la dalle. **e =15 cm**
- Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :
 - Charge permanentes : **$G_1 = 6.49 \text{ KN/m}^2$**
 - Surcharges sur le balcon : **$Q_1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$**
 - Charge de garde Corps : **$G_2 = 1\text{KN/m}$**
 - Surcharges dus à la main courante : **$Q_2 = 1 \text{ KN/m}$**

III .2.1.b) Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour une bande de **1m** linéaire.

- **combinaison fondamentale**

➤ **L'ELU**

$$\begin{cases} q_u = 1.35G_1 + 1.5 Q_1 \\ q_u = 1.35 (6.49) + 1.5 (3.5) \end{cases} \quad \longrightarrow \quad q_u = 14.01 \text{ KN/m}$$

Avec :

$$\begin{cases} p_u = 1.35 G_2 \\ p_u = 1.35(1) = 1.35 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow P_u = 1.35 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} Q_u = 1.5 Q_2 \\ Q_u = 1.5(1) = 1.5 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow Q_u = 1.5 \text{ KN}$$

➤ L'ELS

$$\begin{cases} q_s = G + Q \\ q_s = 6.49 + 3.5 \end{cases} \Rightarrow q_s = 9.99 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} P_s = G_1 \\ P_s = 1 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow P_s = 1 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} Q_s = Q_2 \\ Q_s = 1 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow Q_s = 1 \text{ KN}$$

III 3.2 .Schéma statique de calcul

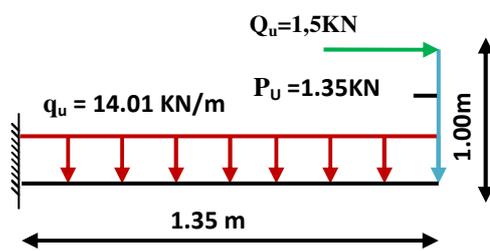


Schéma statique (ELU)

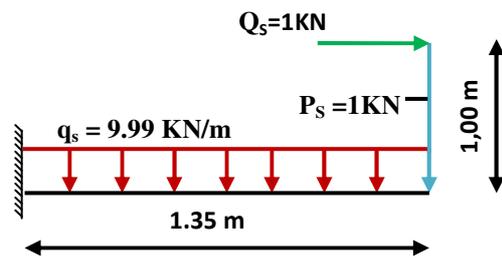


Schéma statique (ELS)

III 3.3. Les moments et Les efforts tranchants

➤ L'ELU

❖ Tronçon : 0 < x < 1.35 m

$$\begin{aligned} M_u(x) &= -q_u \frac{x^2}{2} - p_u(x) - Q_u \\ M_u(x) &= -7 x^2 - 1.35 x - 1.5 \end{aligned} \Rightarrow \begin{cases} M_u(0\text{m}) = 1.35 \text{ KN.m} \\ M_u(1.35\text{m}) = -16.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} T_u(x) &= \begin{cases} q_u x + p_u \\ 14.01x + 1.35 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_u(0\text{m}) = 1.35 \text{ KN} \\ T_u(1.35\text{m}) = 20.26 \text{ KN} \end{cases} \end{aligned}$$

➤ L'ELS

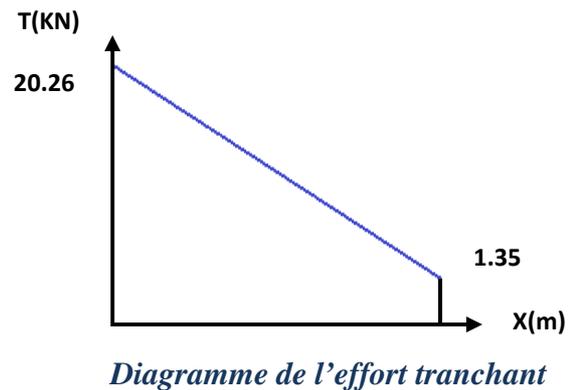
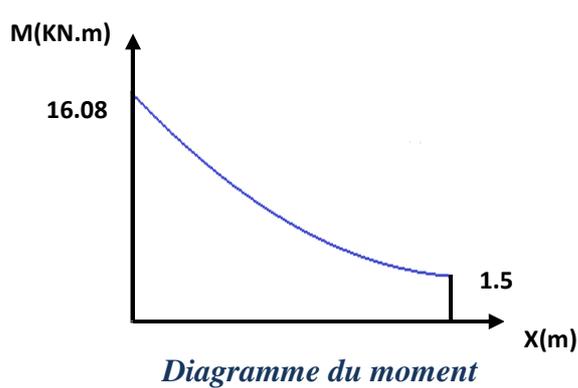
❖ Tronçon : $0 \leq x \leq 1.35$ m

$$\begin{cases} M_S(x) = -q_s \frac{x^2}{2} - p_s(x) - Q_s \\ M_S(x) = -4.99 x^2 - x - 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_S(0\text{m}) = -1 \text{ KN.m} \\ M_S(1.35\text{m}) = -11.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_S(x) = q_s x + p_s \\ T_S(x) = 9.99 x + 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_S(0\text{m}) = 1 \text{ KN} \\ T_S(1.35\text{m}) = 14.48 \text{ KN} \end{cases}$$

III .3.4.Diagramme des moments et des efforts tranchant

➤ L'ELU



➤ L'ELS

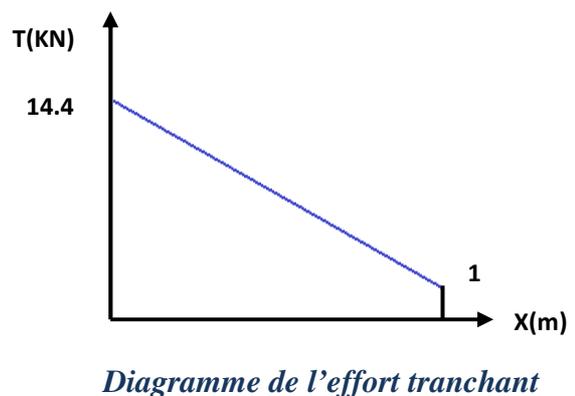
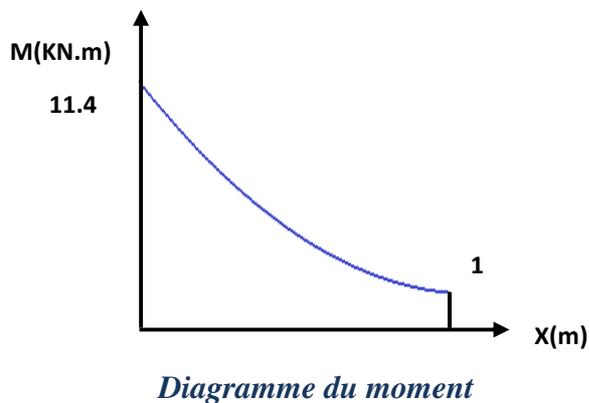


Figure (III.7.8):Diagramme des moments et des efforts tranchant

Tableau (III.3): des moments et des efforts tranchants

Sollicitation	ELU		ELS	
	X=0	X=1.35	X=0	X=1.35
T(x) KN	1.35	20.36	1	14.48
M(X) KN.m	1.5	16.08	1	11.44

III .3.5. Calcul du ferrailage

III .3.5.a)Armatures principales

$b = 100 \text{ cm}, \quad h = 15 \text{ cm}, \quad d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$

$M_u = 16.08 \text{ KNm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{16.08 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0.135)^2 \cdot 14.2} = 0.062$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{16.08}{11.44} = 1.40$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

➡ $\mu_{lu} = 0.299$

D'OU: $\mu_{bu} = 0.006 < \mu_{lu} = 0.299$ ➡ **A' = 0 (section simplement armée S.S.A).**

$\mu_{bu} = 0.006 < 0,299$ ➡ **méthode simplifiée.**

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0.135 * (1 - 0,6 * (0.062)) = 0.13 \text{ m.}$$

$$A_L = \frac{M_u}{Z b \cdot f_{ed}} = \frac{16.08 \cdot 10}{0.135 \cdot 348} = 3.42 \text{ cm}^2$$

Soit : **SHA12 = 5.65 cm²** avec **Au = 5.65 cm²**

Espacement : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

III .3.5.b)Armature de répartition

$$A_t = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 1.41 \text{ cm}^2$

Soit : 5HA 10=3.93 cm²

avec : $S_t=20 \text{ cm}$

III .3.6.Vérifications

➤ à l'ELU

- Condition de non fragilité(BAEL91 A4.2)

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l \geq A_{\min} \\ A_t \geq A_{\min} \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{F_e} = \frac{0.23*1*0.135*2.1}{400} = 1.63*10^{-4} \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l=5.65\text{cm}^2 \geq A_{\min}=1.63 \text{ cm}^2 \text{C.V} \\ A_t=3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}=1.57 \text{ cm}^2 \text{ C.V} \end{array} \right.$$

- Vérification de disposition d'armature

Armature longitudinale

$$S_t \leq \min(3h;33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm};33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec :

h : l'épaisseur du balcon =15cm

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \text{ C.V}$$

Armature de répartition

$$S_t \leq \min(4h;45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm};45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \text{CV}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2)**

$$T_{u\max} = 20.26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} \quad \text{Avec : } \bar{\tau} = \min (0.13f_{cj}; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau} = \min [0.13(25); 5 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{20.26 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.15 < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de l'adhérence d'appui (Art A 6.1.3 BAEL 91)**

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec:

Σ_{ui} : La somme des périmètres des barres.

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm.}$$

n : nombre des barres.

$$\tau_{ser} = 20.26 \times 10^3 / 0.9 \times 135 \times 188.4 = 0.88 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_{ser} = 0.88 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **à L'ELS**

➔ **Vérification des contraintes**

On a: $b=100\text{cm}$; $d=13.5 \text{ cm}$; $M_{ser}=11.44 \text{ KN.m}$; $A_u= 5.65\text{cm}^2$

➤ **La position de l'axe neutre**

La position de l'axe neutre pour une section rectangulaire est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{15(As + As')}{b} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{b(dAs + d'As')}{7.5(As + As')^2} \right)} - 1 \right] \Rightarrow y = 7.2 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie**

Le moment d'inertie pour une section rectangulaire est donné par la formule suivante :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[As(d - y)^2 + As'(y - d')^2] \Rightarrow I = 15805.32 \text{ cm}^4$$

Soit:

$$K = M_{ser} / I = 11.44 \times 10^5 / 15805.32 = 72.38 \text{ N/cm}^3.$$

➤ **La contrainte maximale dans le béton comprimée**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 72.38 \times 10^{-2} \times 7.2 = 5.21 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 5.21 \text{ MPa} < \sigma'_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **La contrainte maximale dans les aciers tendus**

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta x f_{t28}} \right\} = \min \left\{ 266,67 \text{ MPa}; 201,63 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K (d - y) = 15 \times 72.38 (0.135 - 0.072) = 68.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 68.39 \text{ MPa} < \sigma'_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

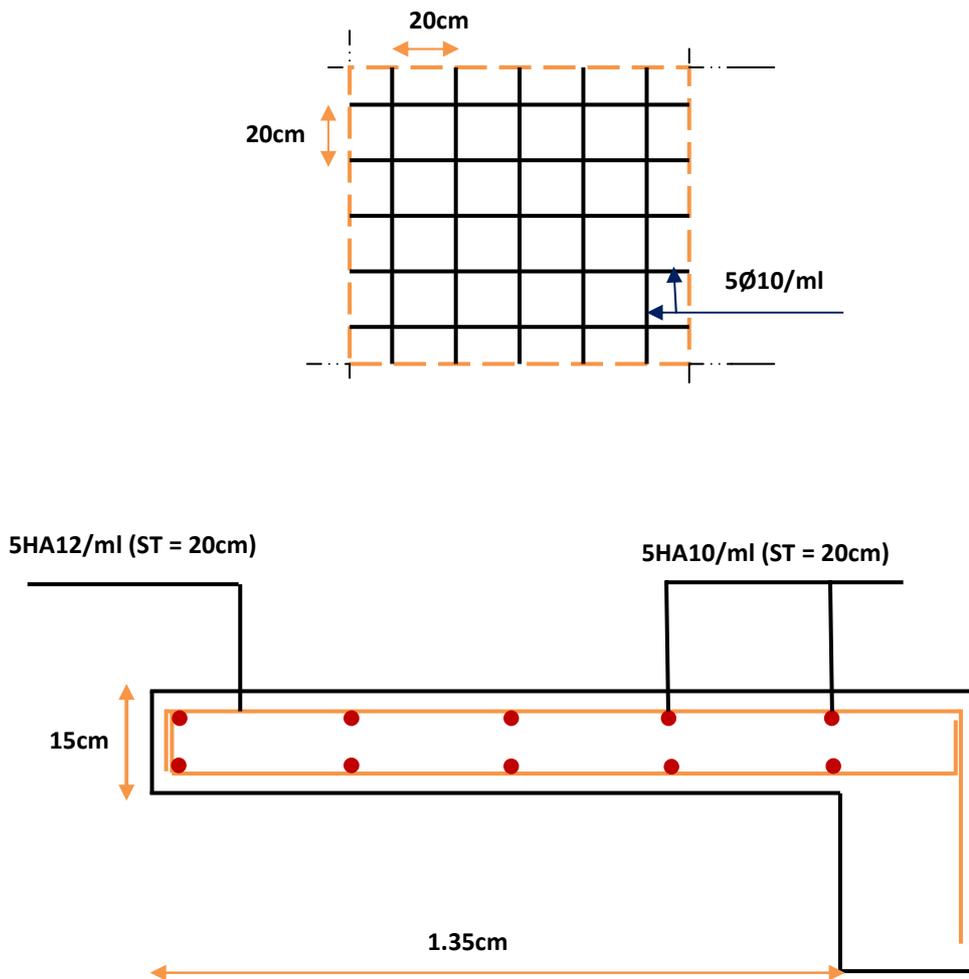
➤ **Vérification de la flèche**

{	➤ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	⇒ $\frac{0.15}{1.35} = 0.11 \geq 0.062$	⇒ CV
	➤ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$	⇒ $\frac{0.15}{1.35} = 0.11 \geq 0.1$	⇒ CV
	➤ $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	⇒ $\frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.00418 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$	⇒ CV

✓ **Conclusion**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III .3.7.Schéma de ferraillage



Figure(III.9): ferraillage de balcon

III.4. Etude de la salle des machines

III.4.1. Définition

Notre bâtiment comprend une seule cage d'ascenseur dont la vitesse d'entraînement $V = 1\text{m/s}$. La surface de la cabine est de $(1,85 \times 2,15) \text{ m}^2$ pouvant charger huit (08) personnes. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 5,7 tonnes.

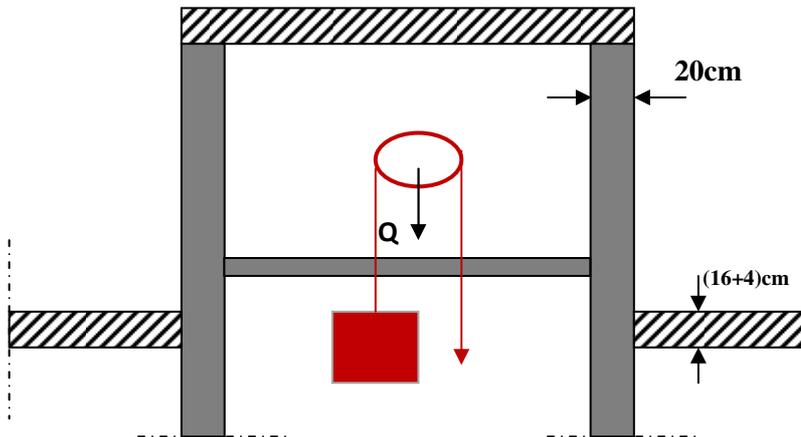


figure (III.10): d'ascenseur

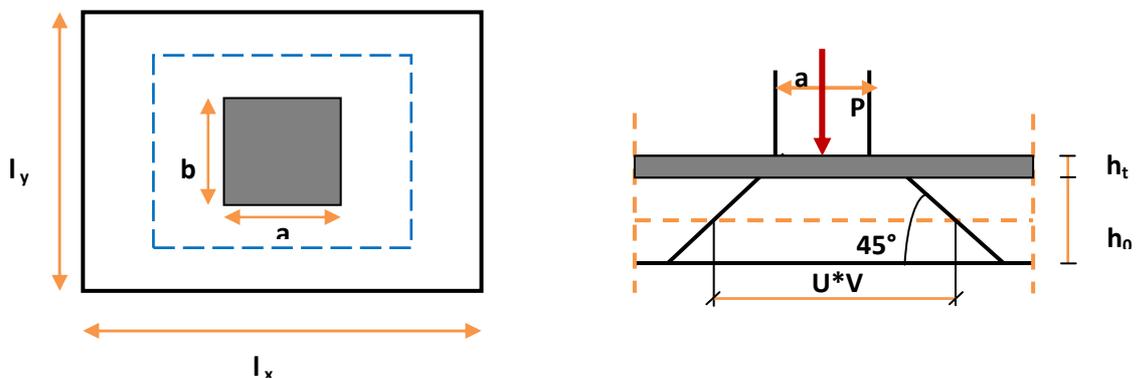


figure (III.11) : Répartition de la charge localisée sur la dalle

L'étude des dalles s'effectue au moyen des abaques de **PIGEAUD** qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

La dalle repose sur les voiles

L'épaisseur (h_0) sera prise comme suite :

$$h_0 \geq \frac{L_x}{30} = \frac{185}{30} = 6.16 \text{ cm}$$

$h_{\min} = 12\text{cm}$. Donc on prend $h = 15\text{cm}$ (RPA 99 version 2003)

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.85}{2.15} = 0.86 > 0.4 \implies \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

La dalle encastree sur quatre cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée.

Avec :

- h_0 : Epaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$)
- e : Epaisseur du revêtement ($e = 5\text{cm}$)
- p : la charge concentrée
- $k = 1$, car les revêtements est aussi solide que le béton.
- $a = 1.45$; $b = 1.72 \text{ cm}$
- ν : coefficient de poisson

On aura :

$$\begin{cases} U = a+2k.e+h_0 = 145+2 \times 5 + 15 = 170\text{cm} & \implies U = 170 \text{ cm} \\ V = b+2k.e+h_0 = 1.72 + 2 \times 5 +15 = 195\text{cm} & \implies V = 197 \text{ cm} \end{cases}$$

III.4.2:Calcul des sollicitations

• À L'ELU ($\nu = 0$)

- système de levage : $q_u = 1,35 \times 57 = 76.95 \text{ KN}$
- Dalle en béton armé : $G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) = 4.85 \text{ KN/m}$

$$Q = 1\text{KN.}$$

$$q_u = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1) = 8.05 \text{ KN/m}$$

• **À L'ELS** ($\nu = 0.2$)

- Système de levage : $q_{ser} = 57 \text{ KN}$
- Dalle en béton armé : $q_{ser} = (4.85 + 1) = 5.85 \text{ KN}$

III.4.3: Principe de calcul

❖ *Calcul des moments dus au système de levage*

M_1, M_2 : coefficients données en fonction de $(\alpha, \frac{U}{L_x}, \frac{U}{L_y})$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \cdot M_1 \\ M_{y1} = q_u \cdot M_2 \end{cases}$$

❖ *Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2}*

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

Avec : coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0,2 & \implies \text{à L'ELS} \\ \nu = 0 & \implies \text{à L'ELU} \end{cases}$

➤ **À L'ELU** ($\nu = 0$)

✓ *Calcul de M_{x1} ; M_{y1} : dus au système de levage*

$$\begin{cases} \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.85}{2.15} = 0.86 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{172}{185} = 0.92 \implies \text{D'où : } M_1 = 0.054 ; M_2 = 0.033 \text{ (tableau de PIGEAUD)} \\ \frac{V}{L_y} = \frac{197}{215} = 0,91 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q (M1 + \nu M2) \\ M_{y1} = q (M2 + \nu M1) \end{cases} \quad \Rightarrow \text{Avec: } \nu = 0$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \cdot M1 = 76.95 \times 0.054 = 4.15 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_u \cdot M2 = 76.95 \times 0.033 = 2.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2}**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases} \quad \Rightarrow \text{Avec: } \nu = 0$$

Pour: $\alpha = 0.86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.041 \\ \mu_y = 0.887 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.041 \times 8.05 \times (1.85)^2 = 1.12 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 1.12 \times 0.887 = 0.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Superposition des moments**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.15 + 1.12 = 5.27 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2.54 + 0.99 = 3.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.4.3.Diagramme des moments

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient **0.85** en travée et **0.3** Aux appuis.

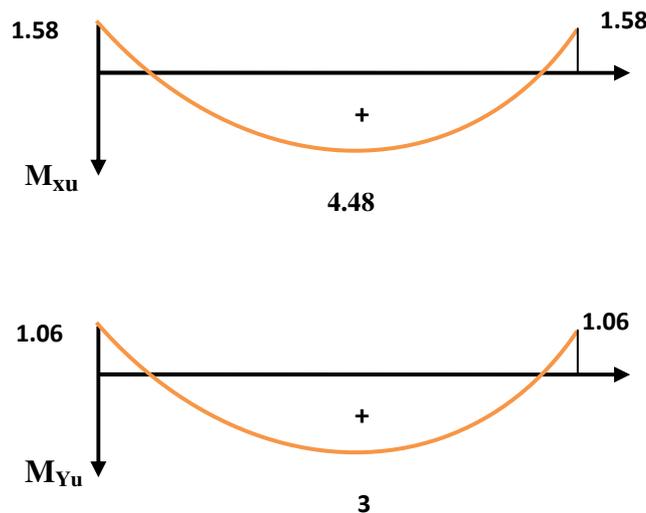
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{X \text{ app}} = - 0,30M_x \quad \Rightarrow \quad M_{Y \text{ app}} = - 0,30M_y \\ M_{X \text{ tra}} = 0,85M_x \quad \Rightarrow \quad M_{y \text{ tra}} = 0,30M_y \end{array} \right.$$

Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau (III.4) : Tableau récapitulatif des moments à L'ELU

Zone	Sens	M _u (KN.m)
Aux appuis	L _x	0,3 × 5.27 = -1.58
	L _y	0,3 × 3.53 = -1,06
En travée	L _x	0,85 x 5.27= 4.84
	L _y	0,85 x 3.53 = 3

III.4.4.Diagrammes des moments A' ELU



Figure(III.12): Diagrammes des moments à L'ELU

➤ À L'ELS (v=0.2)

Calcul de M_{x1} ; M_{y1} : dus au système de levage

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.85}{2.15} = 0.86 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{172}{185} = 0.92 \implies \text{D'où : } M1 = 0.054 ; M2 = 0.033 \text{ (tableau de PIGEAUD)} \\ \frac{V}{L_y} = \frac{197}{215} = 0.91 \end{array} \right.$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = q_s \cdot (M1 + v M2) = 57 \times (0.054 + 0.2 \times 0.033) = 3.45 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_s \cdot (M2 + v M1) = 57 \times (0.033 + 0.2 \times 0.054) = 2.49 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2}

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{array} \right. \implies \text{Avec: } v = 0.2$$

Pour: $\alpha = 0.86 \implies \left\{ \begin{array}{l} U_x = 0.051 \\ U_y = 0.887 \end{array} \right.$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = 0.051 \times 5.85 \times (1.85)^2 = 1.02 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.887 \times 1.02 = 0.9 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Superposition des moments

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 3.45 + 1.02 = 4.47 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2.49 + 0.9 = 3.39 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

III.4. Diagramme des moments

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient **0.85** en travée et **0.3** Aux appuis.

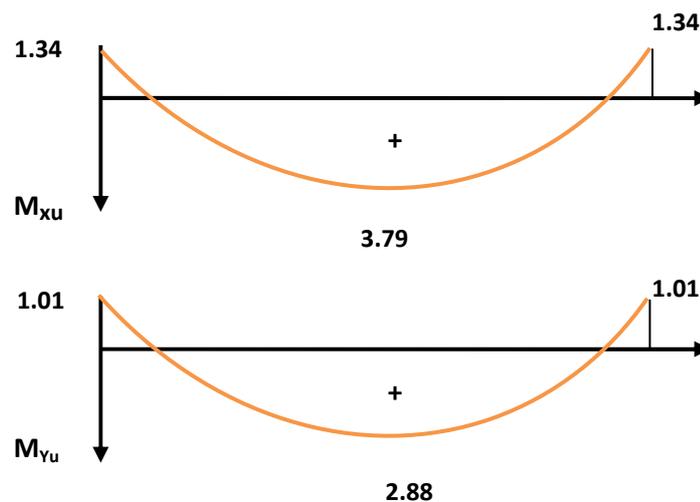
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{X_{app}} = -0,30M_x \implies M_{Y_{app}} = -0,30M_y \\ M_{X_{tra}} = 0,85M_x \implies M_{Y_{tra}} = 0,85M_y \end{array} \right.$$

Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau (III.5) : Tableau récapitulatif des moments à L'ELS

Zone	Sens	$M_s(KN.m)$
Aux appuis	L_x	$0,3 \times 4.47 = -1.34$
	L_y	$0,3 \times 3.39 = -1,01$
En travée	L_x	$0,85 \times 4.47 = 3.79$
	L_y	$0,85 \times 3.39 = 2.88$

III.5. Diagrammes des moments A'ELS



Figure(III.13): Diagrammes des moments à L'ELS

III.6. Calcul des armatures en flexion simple

Le calcul se fera à *L'ELU* pour une bande de 1m

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 15\text{cm} \\ \gamma_b = 1.5 \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} b = 100\text{cm} \\ \gamma_s = 1.15; \text{FeE400} \\ f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} d = 13.5\text{cm} \\ F_{cd} = 348 \text{ MPa} \\ F_{bu} = 14.20 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad A' = 0$$

❖ **Ferraillage dans le sens x-x** (Fissuration peu préjudiciable)

Aux appuis $\implies M_a = 1.58\text{kN.m}$

En travée : $\implies M_t = 4.48 \text{ kN.m}$

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

Tableaux (III.6) : Ferraillage dans le sens X-X a l'ELU

Sens X-X							
	M_U (KN.m)	A' (cm^2)	A_S (calculer) (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	Choix	S_t (cm)
Sur appuis	1.58	0	0.33	1.2	2.01	4HA8	25
En travée	4.48	0	0.95	1.2	2.01	4HA8	25

❖ **Ferraillage dans le sens y-y**

Aux appuis $\implies M_a = 1.06\text{KN.m}$

En travée $\implies M_t = 3 \text{ KN.m}$

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

Tableaux (III.7) : Ferraillage dans le sens Y-Y a l'ELU

Sens Y-Y							
	M _U (KN.m)	A'	A _S (calculer) (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	choix	S _t (cm)
Sur appuis	1.06	0	0. 22	1.2	2.01	4HA8	25
En travée	3	0	0.63	1.2	2.01	4HA8	25

III.7.Vérifications

❖ Vérification de la condition de non fragilité..... (Art : A.4.2.1.BAEL91)

$$A_{min} = \delta_0 b \cdot h \frac{3-\alpha}{2} \rightarrow \text{Avec...} \rho_0 = 0,8\%$$

$$\text{Avec : } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour } FeE400 \text{ et } \alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{3-1}{2} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

{	Aux appuis : A _{ua} =2,01 cm ² /ml > A _{min} = 1,2cm ² /ml	⇒	C.V
	En travées : A _{ut} =2.01 cm ² /ml > A _{min} = 1,2cm ² /ml	⇒	C.V

{	Aux appuis : A _{ua} =2,01 cm ² /ml > A _{min} = 1,2cm ² /ml	⇒	C.V
	En travées : A _{ut} =2.01 cm ² /ml > A _{min} = 1,2 cm ² /ml	⇒	C.V

❖ Vérification des diamètres maximaux des barres

On doit vérifier que

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10}$$

$$\phi_{max} = 10mm \leq \frac{150}{10} = 15mm \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

❖ Ecartement des barres

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

▪ Armatures A_x // L_x : S_t = 25 cm < min(3h ; 33 cm) = 33 cm ⇒ C.V

- Armatures $A_y // L_y$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{C.V}$

❖ **Vérification au poinçonnement..... (BAEL91/Art : A.5.2.42)**

$$q_u \leq 0,045 \times \mu_i \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : La charge de calcul à L'ELU

h : Epaisseur totale de la dalle

μ_i : Périmètre du rectangle d'impact au niveau de la feuille moyenne de la dalle.

$$\mu_i = 2 * (U+V) = 2*(195+172) = 738 \text{ cm}$$

$$q_u = 1,35 \times 57 = 76.95 \text{ KN}$$

$$q_u < \frac{0.045 * 7.38 * 0.15 * 25 * 10^3}{1.5} = 830.25 \text{ KN}$$

Donc :

$$q_u = 76.95 \text{ KN} < 830.25 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge.

On doit vérifier que

✓ Sens x-x :

$$V_x = q_u \cdot \frac{l_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} V_x = 76.95 \times \frac{1.85}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.86}{2}} V_x = 53.81 \text{ KN}$$

✓ Sens y-y :

$$V_y = q_u \cdot \frac{l_x}{3} \leq V_x V_y = 76.95 \cdot \frac{1.85}{3} = 47.45 \text{ KN} \leq V_x$$

Ainsi on aura : $\tau = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{53.81 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.39 \text{MPa}$

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

On remarque que $\tau < \bar{\tau}$ CV

❖ **Vérification de compression dans le béton ELS :** (La fissuration est peu nuisible)

On doit vérifier que :

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$).**

$K = \frac{M_{SER}}{I}$

$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$

$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$

III.8. Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés

➤ **Sens X-X**

Tableau (III.8): vérification à l'ELS selon X-X

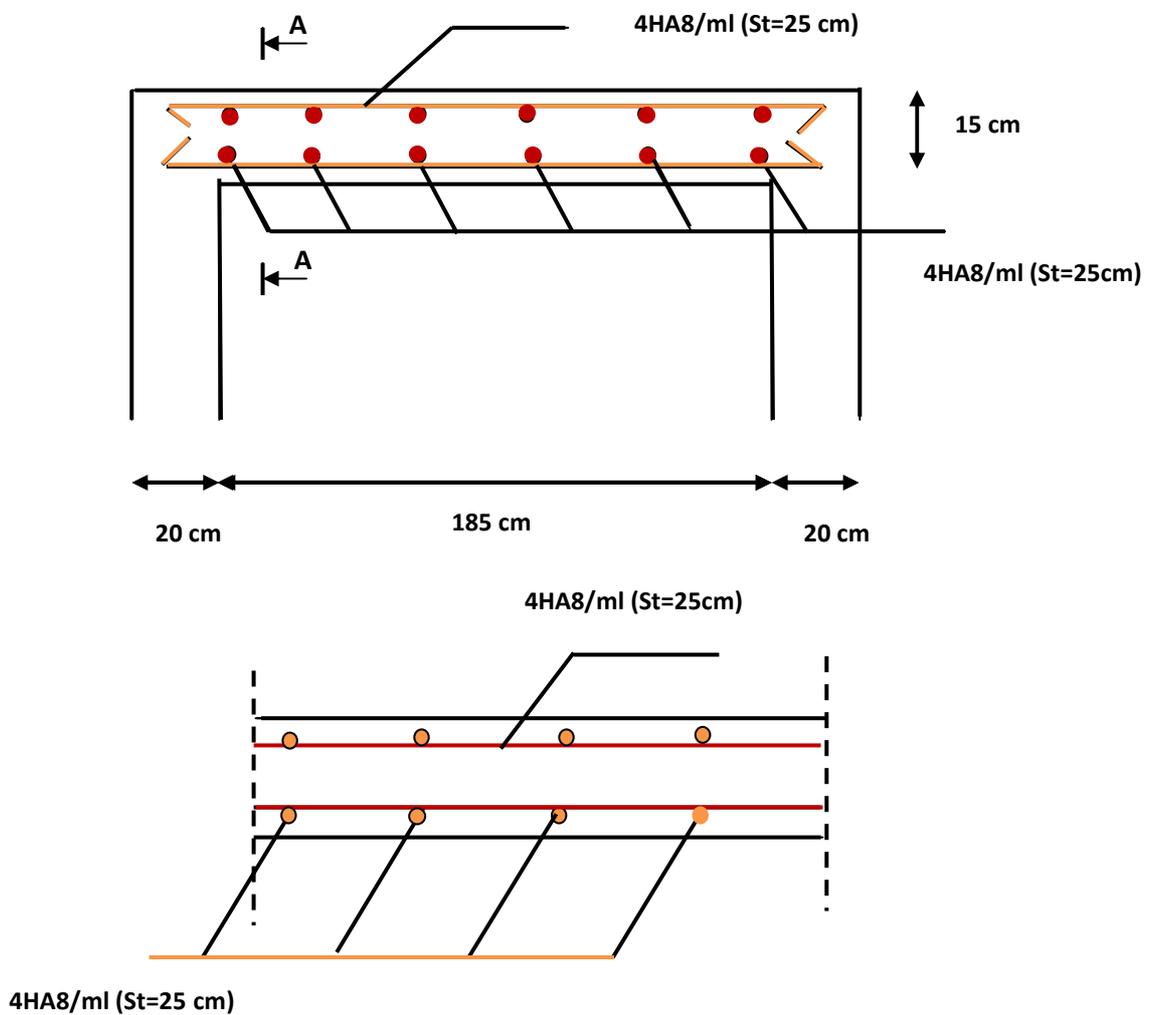
Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	K (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Appui	1.79	2.01	3844.811	2.51	46.556	1.17	15	C.V
Travée	5.06	2.01	3844.811	2.51	131.606	3.31	15	C.V

➤ Sens YY :

Tableau (III.9): vérification à l'ELS selon Y-Y

Zone	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	K (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Appui	0.72	2.01	3844.811	2.51	18.72	0.47	15	C.V
travée	2.05	2.01	3844.811	2.51	53.31	1.34	15	C.V

III.9.Schéma de ferraillage



Figure(III.14): Ferraillage de la dalle du local machine

III.5. Les Plancher

Les planchers sont des éléments horizontaux plans, permettant la séparation entre les niveaux successifs, et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (16+4) associés à des poutrelles préfabriquées.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en **T**, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de **65 cm**
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de **16 cm**
- Une dalle de compression en béton de **4 cm** d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

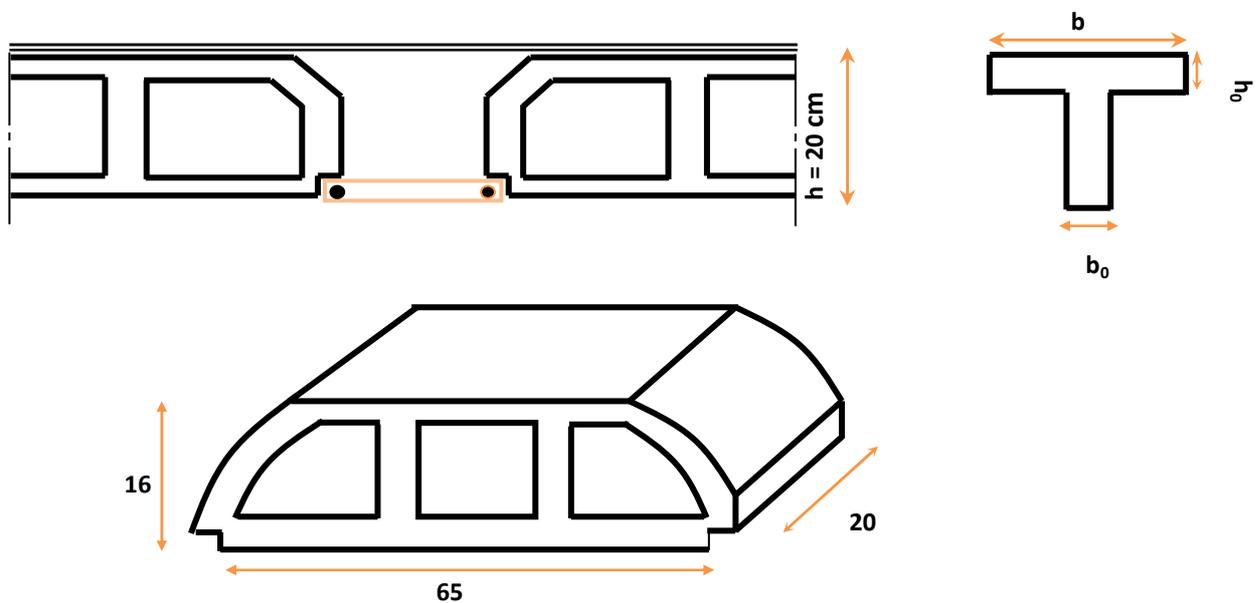


Figure (III.15): Corps Creux

III.5.1.Principe de la méthode

III.5.1.A -Calcul avant coulage

Avant le coulage de la dalle de compression, les poutrelles sont supposées reposant sur deux appuis simples soumis sous des charges.

✓ **charges permanentes**

Poids du corps creux0,65 x 0,95= 0.62KN/ml.

Poids propre de la poutrelle0.12 x 0.04 x 25=0.12KN/ml.

G totale=0.74KN/ml

✓ **surcharges d’exploitations**

Surcharge de l’ouvrierQ = 1KN /m²

✓ **schéma statique du plancher**

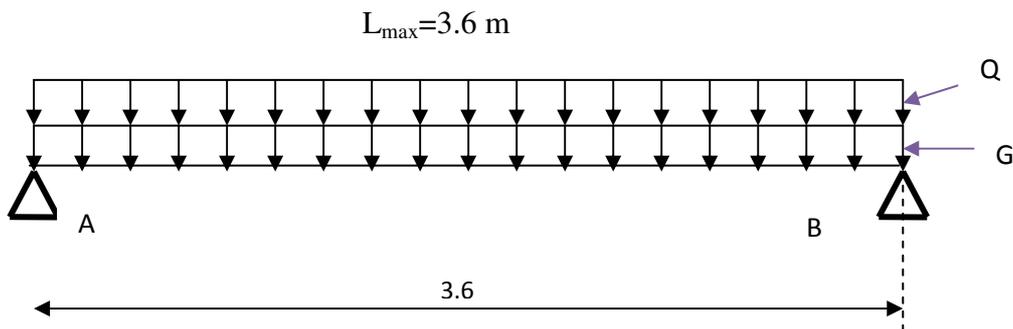


Figure (III.16) : schéma statique du plancher

✓ **Charge d’exploitation**

Charge d'exploitation de la main d'oeuvre :

$$Q = 1\text{KN} / \text{m}^2 * 0.65\text{m} = 0.65\text{kN} / \text{ml}$$

✓ Combinaisons d'actions

Tableau (III.10) : les moments et les efforts tranchants

Combinaison des charges :	Les moments :	Efforts tranchants :
ELU: $q_u = 1,35G + 1,5Q$ $q_u = 1,35(0,745) + 1,5(0,65)$ $q_u = 1,97 \text{ KN/ml.}$ ELS : $q_s = G + Q$ $q_s = 0,745 + 0,65$ $q_s = 1,39 \text{ KN/ml.}$	ELU: $M_u = q_u \times l^2 / 8$ $M_u = 2,51 \times (3,6)^2 / 8$ $M_u = 4,06 \text{ KN.m.}$ ELS: $M_s = q_s \times l^2 / 8$ $M_s = 1,745 \times (3,6)^2 / 8$ $M_s = 2,82 \text{ KN.m.}$	$T_u = q_u \times l / 2$ $T_u = 2,51 \times 3,6 / 2$ $T_u = 4,52 \text{ KN.}$ $\mu_{bu} = M_u / b_0 d^2 \sigma_{bc}$ $\mu_{bu} = 4,06 \times 10^6 / 100 \times 180^2 \times 14,17$ $\mu_{bu} = 0,088$ $\mu_{lu} = 0,312$ $> \mu_{bu} = 0,088 \dots \dots \dots A \neq 0.$

Après le coulage de la dalle de compression .la forme de poutrelle est (T)

$b_1 = 27,5 \text{ cm} ; \quad b = 65 \text{ cm} ; \quad b_0 = 10 \text{ cm} ; \quad d = 0,9h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$

III.5.2-Etude de la poutrelle

➤ **Charges revenants aux poutrelles**

- ✓ **L'ELU :** $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$
- ✓ **L'ELS :** $q_u = (G + Q) \times b$

Tableau (III.11) : Combinaison d'action

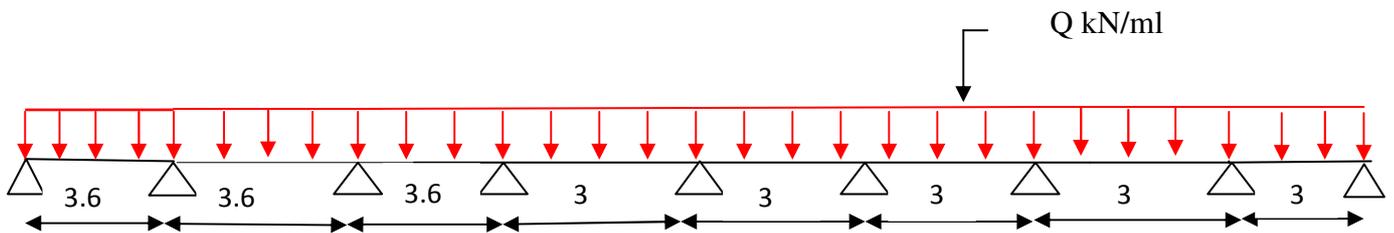
Niveau	G (KN /m ²)	Q (KN /m ²)	b (m)	Combinaison d'action	
				ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.51	1	0.65	6.68	4.88
Etage courant	5.38	1.5	0.65	6.18	4.47
Rdc	5.38	2.5	0.65	7.15	5.12

On calcule le plancher le plus défavorable et on généralisé le ferraillage pour les autres planchers des différents niveaux :

Le cas le plus défavorable c'est le cas de RDC : $q_u = 7.15 \text{KN/m}^2$

Donc on prend : $G = 5,38 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Nb : Pour le calcul des poutrelles on prend le cas le plus défavorable (plancher RDC ou 1^{er} étage) en considérant la file des poutrelles la plus longue



❖ **calcul des sollicitations**

➤ **Choix de la méthode de calcul**

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

III.5.3. Détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant

III.5.3.a) Vérification des conditions d'application de la méthode Forfaitaire

$$1) \left\{ \begin{array}{l} 2.5 < 2(5,38) = 10.76 \text{KN/m}^2 \\ \text{et} \\ 2,5 < 5 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{cv} \end{array} \right.$$

2) - les sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité, donc les moments d'inertie sont les mêmes.....cv

3) - les fissurations peu préjudiciablec n v

4) - les portées successives sont dans le rapport entre 0,8 et 1,25

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8 \leq l_i / l_{(i+1)} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq 3.6 / 3 = 1,2 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc : la **méthode Forfaitaire** est applicable

⇒ Alors cette méthode est applicable

On doit respecter les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max \{ 1.05M_0, (1 + 0.3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive.}$$

Avec :

M_w et M_e sont les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (W) et de droite(e) dans la travée considérée.

M_t le moment maximal en travée dans la travée considérée.

III.5.3.B) Calcul des moments

➤ **Moment sur travées**

On retiendra les coefficients suivants

✓ **L'ELU**

Travé :1-2 Travée 2-3 et travée 3-4 : (L=3.6 m)

$$M_0 = \frac{qu l^2}{8} = \frac{7.15*(3.6)^2}{8} = 11.58 \text{ KN.m}$$

Travée 4-5 ;Travée 5-6 ; travée 6-7 ; Travée 7-8 et travée 8-9 = (L=3m)

$$M_0 = \frac{7.15*3^2}{8} = 8.04 \text{ kn. m}$$

✓ **L'ELS**

Travée 1-2 travée 2-3 et travée 3-4 (L=3.6m)

$$M_0 = \frac{qs l^2}{8} = \frac{5.12*3.6^2}{8} = 8.29 \text{ kN}$$

Travée 4-5 ; Travée 5-6 ; travée 6-7 ; Travée 7-8 et travée 8-9 = (L=3m)

$$M_0 = \frac{5.12 \cdot 3^2}{8} = 5.76 \text{ kN.m}$$

a) Appuis de rive

$M_1 = M_7 = 0$; sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de

fissuration équilibrant un moment égale à $0.15M_0$

b) Appuis voisin de rive

✓ L'ELU

$$\begin{cases} M_2 = -0,5 M_{2-3} = -0.5 \cdot 11.58 = -5.79 \text{ KN.m} \\ M_8 = -0,5 M_{8-9} = -0.5 \times 8.04 = -4.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Appuis intermédiaires

$$\begin{cases} M_3 = -0,4 \max (M_{2-3}, M_{3-4}) = -0.4 \cdot 11.58 = -4.63 \text{ KN.m} \\ M_4 = -0,4 \max (M_{3-4}, M_{4-5}) = -0.4 \max(8.04, 11.58) = -4.63 \text{ KN.m} \\ M_5 = M_6 = M_7 = -0.4 \max (M_{4-5}, M_{5-6}) = -0.4 \times (8.04) = -3.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ L'ELS

$$\begin{cases} M_2 = -0,5 M_{2-3} = -0.5 \times 8.29 = -4.14 \text{ KN.m} \\ M_8 = -0,5 M_{6-7} = -0.5 \times 5.76 = -2.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d) Appuis intermédiaires

$$\begin{cases} M_3 = -0,4 \max (M_{2-3}, M_{3-4}) = -0.4 \cdot (8.29) = -3,31 \text{ KN.m} \\ M_4 = -0,4 \max (M_{3-4}, M_{4-5}) = -0.4 \cdot 8.29 = -3.31 \text{ KN.m} \\ M_5 = M_6 = M_7 = -0.4 \max (M_{4-5}, M_{5-6}) = -0.4 \max(5.76) = -2.3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment sur travées**

➤ **Calcul des coefficients**

Tableau (III.12) : Tableau récapitulatif des coefficients

Coefficients / plancher	stockage
$\alpha = Q/G + Q$	0.32
$(1+0.3\alpha)$	1.1
$(1,2+0,3\alpha) / 2$	0.65

✓ **L'ELU**

- Travée 1-2

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,1 * 11,58 + \frac{-5,79}{2} = 9,85 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,65 * 11,58 = 7,52 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

- Travée 2-3

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,1 * 11,58 + \frac{-5,79 - 4,63}{2} = 7,52 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,65 * 11,58 = 7,53 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

- Travée 3-4

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,1 * 11,58 + \frac{-4,63 - 4,63}{2} = 8,10 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,65 * 11,58 = 7,53 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Travée 4-5

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,1 * 8,04 + \frac{-4,63 - 3,22}{2} = 4,91 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,65 * 8,04 = 5,22 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Travée - 5-6 et Travée -6-7; Travée -7-8

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,1 * 8,04 + \frac{-3,22 - 3,22}{2} = 5,62 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,65 * 8,04 = 5,22 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Travée - 8-9

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,1 * 8,04 + \frac{-4,02}{2} = 6,83 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,65 * 8,04 = 5,22 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

✓ **L'ELS**

- Travée 1-2

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.1 \cdot 8.29 + \frac{-4.14}{2} = 7.04 \text{ KN. m} \\ M_t \geq 0.65 \cdot 8.29 = 5,38 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Travée 2-3

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.1 \cdot 8.29 + \frac{-4.14 - 3.31}{2} = 5,39 \text{ KN. m} \\ M_t \geq 0,65 \cdot 8.29 = 5,38 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Travée 3-4

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.129 \times 8.29 + \frac{-3.31 - 3.31}{2} = 6.05 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,65 \cdot 8.29 = 5,38 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée 4-5

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.1 \cdot 5.76 + \frac{-3.31 - 2.3}{2} = 3.53 \text{ KN. m} \\ M_t \geq 0,65 \cdot 5.76 = 3.74 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée - 5-6 ; Travée -6-7 et Travée - 7-8

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,1 \cdot 5.76 + \frac{-2.3 - 2.3}{2} = 2.94 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,65 \cdot 5.76 = 3.74 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée - 8-9

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,1 \times 5.76 + \frac{-2.88}{2} = 4.9 \text{ KN. m} \\ M_t \geq 0,65 \cdot 5.76 = 3.74 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ **Calcul de efforts tranchant**

✓ **L'ELU**

- Travée 1-2

$$\left\{ \begin{array}{l} V_1 = \frac{7.15 \times 3.6}{2} = 12.87 \text{KN} \\ V_2 = 1.15 \times V_1 = 14.8 \text{KN} \end{array} \right.$$

- Travée 2-3 et travée 3-4

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{2,3} = 1.15 \times \frac{7.15 \times 3.6}{2} = 14.8 \text{KN} \\ V_{3,4} = 1.15 \times V_{2,3} = 17.02 \text{KN} \end{array} \right.$$

- Travée 4-5

$$\left\{ \begin{array}{l} V_4 = 1.15 \times \frac{7.15 \times 3}{2} = 12.33 \text{KN} \\ V_5 = 1.15 \times V_4 = 14.18 \text{KN} \end{array} \right.$$

- Travée 5-6 ; travée 6-7 et travée 7-8

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{5,6,7} = 1.15 \times \frac{7.15 \times 3}{2} = 12.33 \text{KN} \\ V_{6,7,8} = 17.24 \text{KN} \end{array} \right.$$

- Travée 8-9

$$\left\{ \begin{array}{l} V_8 = 1.15 \times \frac{7.15 \times 3}{2} = 12.33 \text{KN} \\ V_9 = \frac{7.15 \times 3}{2} = 10.72 \text{KN} \end{array} \right.$$

✓ L'ELS**- Travée 1-2**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_1 = \frac{5.12 \times 3.6}{2} = 9.21 \text{KN} \\ V_2 = 1.15 \times V_1 = 10.59 \text{KN} \end{array} \right.$$

- Travée 2-3

$$\left\{ \begin{array}{l} V_2 = 1.15 \times \frac{5.12 \times 3.6}{2} = 10.59 \text{KN} \\ V_3 = 1.15 \times V_2 = 12.17 \text{KN} \end{array} \right.$$

Travée 3-4

$$\left\{ \begin{array}{l} V_3 = 1.15 \times \frac{5.12 \times 3.6}{2} = 10.59 \text{KN} \\ V_4 = 1.15 \times V_3 = 12.14 \text{KN} \end{array} \right.$$

Travée 4-5

$$\left\{ \begin{array}{l} V_4 = 1.15 \times \frac{5.12 \times 3}{2} = 8.83 \text{KN} \\ V_5 = 1.15 \times V_4 = 10.15 \text{KN} \end{array} \right.$$

- Travée 5-6

$$\left\{ \begin{array}{l} V_5 = 1.15 \times \frac{5.12 \times 3}{2} = 8.83 \text{KN} \\ V_6 = 1.15 \times V_5 = 10.15 \text{KN} \end{array} \right.$$

- Travée 6-7

$$\left\{ \begin{array}{l} V_6 = 1.15 \times \frac{5.12 \times 3}{2} = 8.83 \text{KN} \\ V_7 = 1.15 \times V_6 = 10.15 \text{KN} \end{array} \right.$$

- Travée 7-8

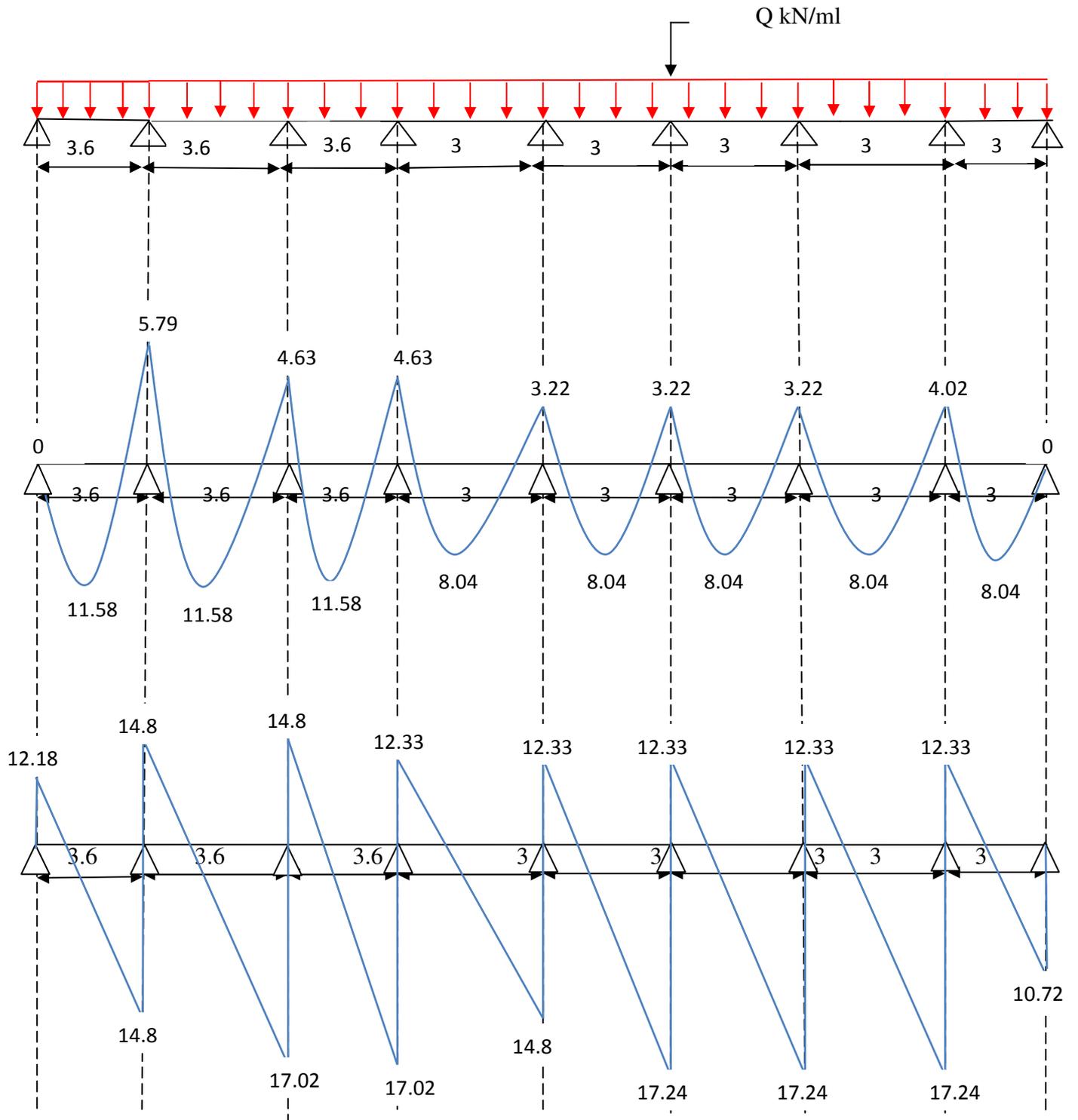
$$\left\{ \begin{array}{l} V_7 = 1.15 \times \frac{5.12 \times 3}{2} = 8.83 \text{KN} \\ V_8 = 1.15 \times V_7 = 10.15 \text{KN} \end{array} \right.$$

- Travée 8-9

$$\left\{ \begin{array}{l} V_8 = 1.15 \times \frac{5.12 \times 3}{2} = 8.83 \text{KN} \\ V_9 = \frac{5.12 \times 3}{2} = 7.68 \text{KN} \end{array} \right.$$

Tableau (III.13) : Sollicitation à L'ELU des poutrelles de plancher stockage

Travée	L(m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_e (KN.m)	M_w (KN.m)	M_t (KN.m)	V_e (KN)	V_w (KN)
1-2	3.6	7.15	11.58	0	-5.79	9.85	12.87	14.8
2-3	3.6	7.15	11.58	-5,79	-4.63	7,52	14.8	17.02
3-4	3.6	7.15	11.58	-4.63	-4.63	8.10	14.8	17.02
4-5	3	7.15	8.04	-4.63	-3.22	4.91	12.33	14.18
5-6	3	7.15	8.04	-3.22	-3.22	4.91	12.33	17.24
6-7	3	7.15	8.04	-3.22	-3.22	4.91	12.33	17.24
7-8	3	7.15	8.04	-3.22	-4.02	4.91	12.33	17.24
8-9	3	7.15	8.04	-4.02	0	5.62	12.33	10.72



Figure(III.17) :Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissent à ELU en (KN.m: KN)

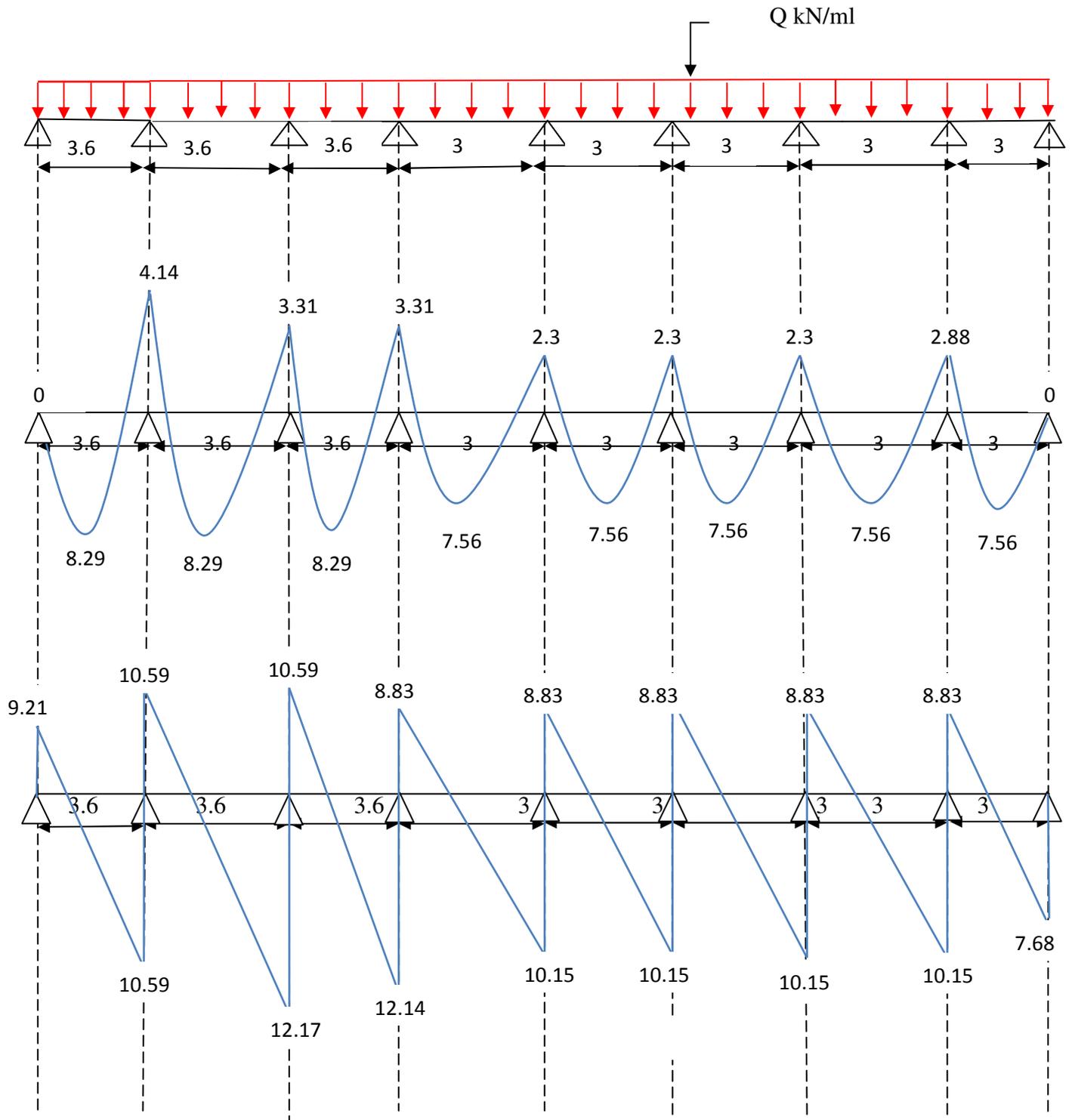


Figure (III.18) : Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissent à ELS en (KN.m ; KN)

Tableau (III.14): récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux

Type de plancher	Solicitations	ELU			ELS		
		M^{max}_{ape} (KN.m)	M^{max}_{trav} (KN.m)	V^{max} (KN)	M^{max}_{appui} (KN.m)	M^{max}_{trav} (KN.m)	V^{max} (KN)
Plancher de commercial		7.15	5.62	12.33	5.12	7.04	12.17

III.5.5.calcul des armatures à L'E.L.U

✓ En travée

$M_{u\ max} = 5.62\ KN.m$, $M_{ser\ max} = 7.04\ KN.m$ et $b \neq b_0$

D'après l'organigramme de flexion simple nous trouvons les résultats suivants.

$F_{bc} = b \times h_0 \times F_{bu}$

$F_{bc} = 650 \times 40 \times 14.17 \times 10^{-3} = 368.42\ KN$

$Z_b = d - \frac{h_0}{2}$

Avec $d = 0.9h = 0.9 \times 20 = 18$

$Z_b = d = 0.9h - \frac{h_0}{2} = 16\ cm$

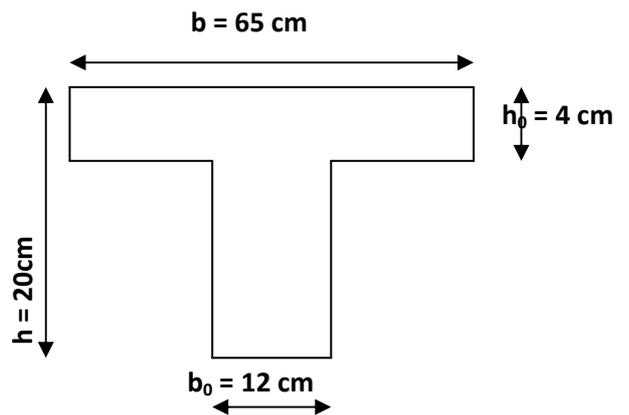
$M_{tu} = F_{bc} \times Z_b = 368.42 \times 0.16 = 58.95\ KN.m$

Donc :

$M_{tu} > M_u \Rightarrow$ l'axe neutre passe dans la table de compression, nous considérons une section rectangulaire de largeur ($b = 65\ cm$)

- le ferraillage est calculé à la flexion simple.

$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15.15 \times 10^3}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.17 \times 10^6} = 0.02$



$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050 \quad \text{et} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.41$$

$$\mu_{lu} = 0.303 > \mu_{bu} = 0.051 \longrightarrow A' = 0$$

Méthode simplifiée

$$Z_b = d [1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}]$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b F_{ed}}$$

Tableau (III.15) : Sollicitation de calcul des armatures à L'ELU

	M_u (KN. m)	μ_{bu}	μ_{lu}	A' (cm ²)	Z_b (cm)	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A adoptée
Travée	5.62	0.02	0,303	0	17.73	1.1	1.41	3HA12
								3,39cm ²
Appui	7.04	0.03	0.303	0	17.89	1.4	0.26	2HA10
								1.57cm ²

➤ **Armatures transversales**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_s\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 12\right) \Rightarrow \phi \leq 0.57 \text{ cm}$$

On prend $\phi = 6 \text{ mm}$ on adopte **2HA6** avec $A_t = 0.56 \text{ cm}^2$

Espacement

D'après RPA99/V2003

-dans la zone modale : $S_t = \min\left(\frac{h}{40}, 12\phi_s\right) \Rightarrow S_t = \min(5, 12) \Rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$

-En dehors de la zone modale : $S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

III.5.6. Vérification

❖ à l'ELU

➤ Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left\{ \begin{array}{l} \text{- Sur appui } A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2 \\ \text{- Sur travée } A_{\min} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Alors :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv} . \\ A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv} \end{array} \right.$$

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \times d} \leq \tau_{u \lim} \text{ Pour des fissurations peu préjudiciables ; on a :}$$

$$\tau_{u \lim} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,20 \times \frac{25}{1,5} = 3,33 \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_{u \lim} \leq 3,33 \text{ MPa}$$

On prend : $\tau_{u \lim} = 3 \text{ MPa} \Rightarrow$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \times d} = \frac{12.33 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.59 < 3 \dots\dots\dots \text{cv}$$

➤ Vérification de Contrainte d'adhérenceBAEL91 : Art A.6.1, 3

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

On a : $\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$

$\bar{\Psi}_s \geq 1,5$ on prend $\bar{\Psi}_s = 1.5$

D'où $\bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

et on a $\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$

$\sum U_i$: La somme des périmètres des armatures tendus.

Donc :

$$\sum U_i = 3 \times 2 \times \pi \times R = 113.04 \text{ mm.}$$

$$\tau_{su} = 0.67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ cv}$$

➤ **Vérification de l'ancrage des barres**

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont encrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} \quad \text{on a } l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPA}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

➤ **Espacement**

$$S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton.....(Art. A5.1.313/BAEL91)**

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,267 b_0 \times a \times f_{c28}$ avec $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times 25 = 129,76 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,76 \text{ KN}$$

-Appuis de rive

$$V_{\max} = 12.33 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{cv}$$

-Appuis intermédiaires

$$V_{\max} = 7.15 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ cv}$$

❖ **à l'ELS**

➤ **Contrainte de compression dans le béton**

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

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

➤ La position de l'axe neutre

La position de l'axe neutre pour une section rectangulaire est donnée par la formule suivante :

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2} - 1} \dots\dots\dots \text{BAEL.91.P.155}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 \quad \text{c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.} \\ A'_s = 0 \end{array} \right.$$

➤ **Moment d'inertie**

Le moment d'inertie pour une section rectangulaire est donné par la formule suivante :

$$I = by^3 / 3 + 15[A(d-y)^2 + A'(y-d)^2]$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Tableau (III.16): Vérification de calcul des armatures à L'ELS

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (KN/cm ³)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	condition
Travée	7.04	3.39	11239.46	4.58	0.95	4.35	15	Cv
Appuis	7.15	3.39	11239.46	4.58	0.54	2.66	15	Cv

➤ Etat limite d'ouverture des fissures

➤ **Vérification de la flèche**(BAEL91/ArtB.6.5,2)

Nous avons une fissuration non préjudiciable **donc** aucune vérification n'est nécessaire

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 < 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

➤ Calcul de la flèche

Avec : $h_t = 20 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $L = 4.00 \text{ m}$; $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

$$M_{\text{ser, travée}} = 7.04 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$$

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

Donc on doit vérifier la flèche comme suit :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

Avec :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{pour : } L \leq 5.00 \text{ m}$$

$$L = 4.00 \text{ m} \rightarrow \bar{f} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm.}$$

-Calcul du moment d'inertie de la section non fissurée (I_0) :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + n \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \left[3.39 \times \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2 \right] = 46587.73 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul du facteur (λ)

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016$$

$$\rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.016 \times (2+3 \times 0.185)} = 2.57 \quad ; \quad \lambda_v = 0.4 \lambda_i$$

✓ Calcul des moments

1. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (M_g) :

$$M_g = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{5.38 \times 4.00^2}{8} = 10.76 \text{ KN.m}$$

2. Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j):

$$M_j = \frac{j \times L^2}{8} = \frac{3.8 \times 4.00^2}{8} = 7.6 \text{ KN.m}$$

3. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation :

$$M_p = M_t^{\text{ser}} = 10.72 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul des contraintes

$$\begin{aligned} * \sigma_{sg} &= \frac{15 M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 10.76}{11239.46} (18 - 4.58) \Rightarrow \sigma_{sg} = 192.71 \text{ MPa} \\ * \sigma_{sj} &= \frac{15 M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 7.6}{11239.46} (18 - 4.58) \Rightarrow \sigma_{sj} = 136.12 \text{ MPa} \\ * \sigma_{sp} &= \frac{15 M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 10.72}{11239.46} (18 - 4.58) \Rightarrow \sigma_{sp} = 191.99 \text{ MPa} \end{aligned}$$

✓ Calcul des paramètres (μ)

$$\begin{aligned} * \mu_g &= 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 192.71 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.75 \\ * \mu_j &= 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 136.12 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.63 \\ * \mu_p &= 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 191.99 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.74 \end{aligned}$$

✓ Calcul de l'inertie fissurée

$$\begin{aligned} * I_{fv}^g &= \frac{1.1 \times I_0}{1 + 0.4 \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 46587.73}{1 + 0.4 \times 2.57 \times 0.75} \Rightarrow I_{fv}^g = 28936.5 \text{ cm}^4 \\ * I_{fi}^g &= \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 46587.73}{1 + 2.57 \times 0.63} \Rightarrow I_{fi}^g = 19566.5 \text{ cm}^4 \\ * I_{fi}^j &= \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 46587.73}{1 + 2.57 \times 0.74} \Rightarrow I_{fi}^j = 17660.3 \text{ cm}^4 \\ * I_{fi}^p &= \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 46587.73}{1 + 2.57 \times 0.799} \Rightarrow I_{fi}^p = 16783.25 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

✓ **Calcul des flèches**

$$* f_{gv} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = \frac{14.79 \times 469^2 \times 10^3}{10 \times 10818.86 \times 28936.5} \Rightarrow f_{gv} = 1.04\text{cm}$$

$$* f_{gi} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = \frac{14.79 \times 469^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 19566.5} \Rightarrow f_{gi} = 0.52\text{cm}$$

$$* f_{ji} = \frac{M_{tj} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = \frac{10.44 \times 469^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 17660.3} \Rightarrow f_{ji} = 0.57\text{cm}$$

$$* f_{pi} = \frac{M_{tp} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = \frac{14.18 \times 469^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 16783.25} \Rightarrow f_{pi} = 0.58\text{cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Donc $\Delta f_t = (1.04 - 0.57 + 0.58 - 0.52) = 0.53\text{cm}$

$$\Delta f_t = 0.63\text{cm} < \bar{f} = 0.8\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

III.5.7. Étude de la dalle de compression

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : Pour les armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp})
- 30 cm : Pour les armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$)

La section minimale des armatures doit être :

- Pour l'écartement des axes des nervures L_n inférieure ou égal à 50 cm

on a : $A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$

- $A_{\perp} \geq 200 f_e$; Pour l'écartement des axes des nervures L_n comprise entre 50 et 80 cm

on a : $A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures en (cm)

f_e : La limite d'élasticité

La limite d'élasticité de treillis soudés pour un treillis de diamètre $\phi \leq 6\text{ mm}$ est :

$$f_e = 400\text{MPa}$$

✓ Armature perpendiculaire aux nervures

$$50 \text{ cm} \leq L_n = 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

Donc on a : $A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{L_n}{f_e} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{65}{400} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 0.60 \text{ cm}^2/\text{ml}.$

On prend : $5\phi 6/\text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}.$

✓ Armatures parallèles aux nervures

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow \frac{1.41}{2} \Rightarrow A_{\parallel} \geq 0.70 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend : $5\phi 6/\text{ml} \Rightarrow A_{\parallel} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}.$

Conclusion

Pour le ferraillage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (20x20)

III.5.8.Schéma de ferraillage

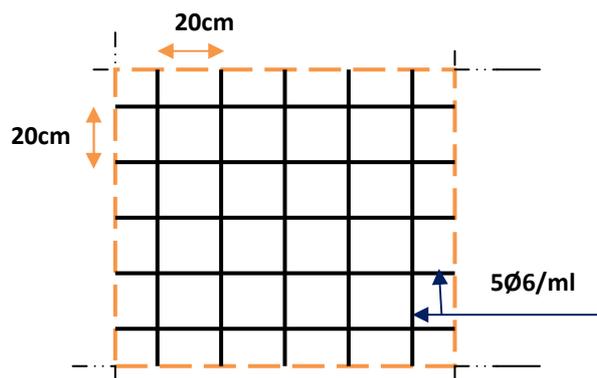
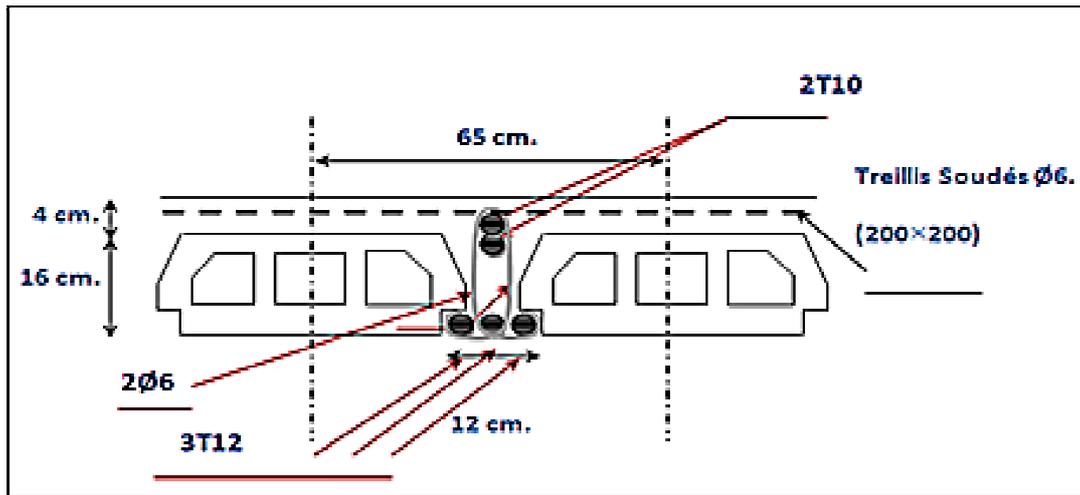


Figure (III.19) : la dalle de compression



Figure(III.20) : Schéma de ferraillage des poutrelles

III.6. Calcul des escaliers

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une Construction. Notre bâtiment comporte deux types d'escaliers (deux et trois)

III.6.1. type de l'escalier

Ils sont constitués de deux paliers intermédiaires et trois volées coulées sur place

➤ Deux paliers avec volée

III.6.1.1.)Détermination des sollicitations de calcul

III.6.1.1.a) Charge et surcharge

- paillasse

$$\left. \begin{array}{l} G_{\text{paillasse}} = 9,11 \text{ kN/ml} \\ Q_{\text{paillasse}} = 2.5 \text{ kN/ml} \end{array} \right\}$$

- palier

$$\left. \begin{array}{l} G_{\text{palier}} = 5.49 \text{ kN/m} \\ Q_{\text{palier}} = 2,5 \text{ kN/ml} \end{array} \right\}$$

III.6.1.1.b) Surcharge d'exploitation

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

III.6.1.1. c) Combinaisons de charges

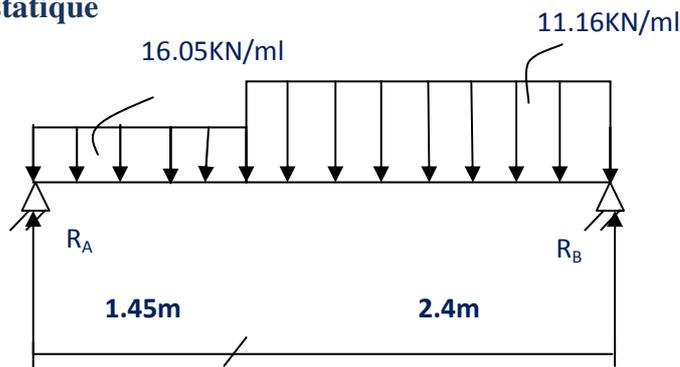
❖ **ELU** : (1,35G+1,5Q)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Paillasse : } q_{U1} = 1,35 \times 9.11 + 1,5 \times 2,5 = 16.05 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Palier : } q_{U1} = 1,35 \times 5.49 + 1,5 \times 2,5 = 11.16 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

❖ **ELS** : (G + Q)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Paillasse : } q_{s2} = 11.61 \text{ kN/ml} \\ \text{Palier : } q_{s2} = 7,99 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$$

III.6.2.Schéma statique



Figure(III.21):Schéma statique à L'ELU

III.6.3.Calcul des réactions d'appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A + R_B = 54.7 \text{ KN} \\ R_A = 25.14 \text{ KN} \\ R_B = 29.56 \text{ KN} \end{array} \right.$$

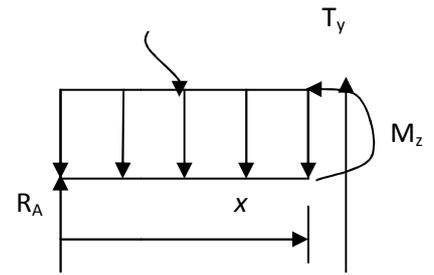
III.6.3.1. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.45 \text{ m}$

$$T_y = 11.16x - 25.14 \quad \left\{ \begin{array}{l} T_{y(0)} = -25.14 \text{ KN} \\ T_{y(1.45)} = -8.95 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_z = -11.16 \frac{x^2}{2} + 25.14x \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{z(0)} = 0 \\ M_{z(1.45)} = 24.72 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

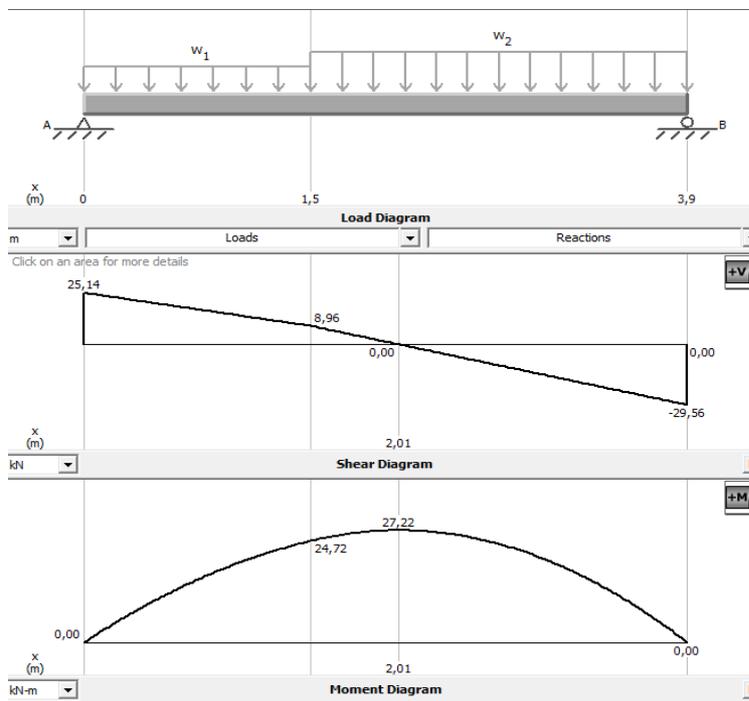
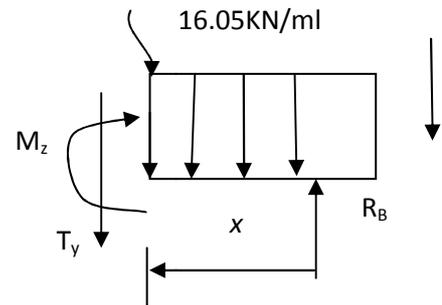
11.16KN/ml



➤ 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$T_y = -16.05x + 29.56 \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} T_{y(0)} = 29.56 \text{ KN} \\ T_{y(2.4)} = -8.96 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_z = -16.05 \frac{x^2}{2} + 29.56x \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{z(0)} = 0 \\ M_{z(2.4)} = 24.72 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



figure(III.22): Diagramme de moment et d'effort tranchant à l'ELU

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -16.05x + 29.56 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.84 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1.84\text{m}$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_z^{\max} = -16.05 \frac{(1.84)^2}{2} + 29.56(1.84) \\ M_z^{\max} = 27.22 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

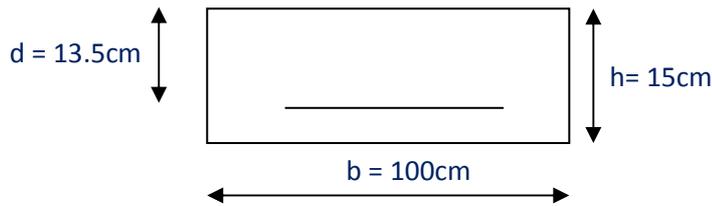
En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } M_{\text{uapp}} = -0.3 M_z^{\max} = - 8.16\text{KN.m} \\ \text{en travées : } M_{\text{utra}} = 0.85 M_z^{\max} = 23.14\text{KN.m} \end{array} \right.$$

III.6.3.2.Calcul des armatures

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple

$M_{\text{uapp}} = -8.16\text{KN.m}$; $M_{\text{utra}} = 23.14\text{KN.m}$, $d = 13.5\text{m}$, $C = 1.5\text{cm}$, $b = 100\text{cm}$, $f_{bu} = 14, 17\text{MP}$



III.6.3.3.Armatures principales

$$\mu_{bu} = M_u / (bd^2 f_{bc})$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu})$$

$$A_{st} = M_u / (Z_b \times \sigma_{st})$$

Tableau (III.17): Calcul du ferraillage d'escalier

	μ_{bu}	γ	μ_{iu}	Z_b	$A_{\text{calculé}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$	St (cm)
Appui	0.03	1.35	0.29	13.56	1.75	4HA10=3.14cm ²	25
Travée	0.08	1.38	0.29	13.8	2.5	4HA12=4.52cm²	25

III.6.3.4. Armatures de répartition

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calculer les armatures de répartition avec les armatures maximales pour les paliers et la pailleasse

✓ **En appui**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ Cm}^2$$

On opte pour 4HA8 ($A_{rt} = 2.01\text{cm}^2$), avec $S_t = 25\text{cm}$

✓ **En travée**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ Cm}^2$$

On opte pour 4HA8 ($A_{rt} = 2.01\text{cm}^2$), avec $S_t = 25\text{cm}$

III.6.4. Vérification

✓ **à l'ELU**

➤ **Condition de non fragilité..... (BEAL 91, Art. A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ Cm}^2$$

➤ Aux appuis : $A_a = 3.14\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.63\text{cm}^2$**condition vérifiée**

➤ En travées : $A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$**condition vérifiée**

❖ **Espacement des barres**

➤ **Armatures principales**

- Aux appuis : $e = 25\text{cm}$

- En travées : $e = 25\text{cm} < \text{Min} \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$ **condition vérifiée**

➤ **Armatures de répartition**

- Aux appuis : $e = 25\text{cm}$

- En travées : $e = 20\text{cm} < \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$**condition vérifiée**

➤ **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant(BAEL 91, Art-5.1.2.1)**

$$V_{u \max} = 29.56\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu_{\max}}{b*d} = \frac{29.56*10^3}{1000*135} = 0.21 < 3 \text{ MPA} \dots\dots\dots\mathbf{cv}$$

➤ **Fissuration est peu préjudiciable**

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

$$\tau_u = 0.21 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \dots\dots\dots\mathbf{cv}$$

➤ **Justification des sections d'appuis(Art 5-1-3)**

$$A_s \geq \frac{V_{u\max}}{f_{su}} = \frac{21340}{348 \times 100} = 0.61\text{cm}^2$$

$$A_a = 3.14\text{cm}^2 > 0.21\text{cm}^2 \Rightarrow \dots\dots\dots\mathbf{cv}$$

➤ **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.....(BAEL 91, Art A.6.1.3)**

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3.14 \times 1 = 12.56\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu_{\max}}{b*d} = \frac{29.56*10^3}{0.9*125.6*135} = \mathbf{1.93} \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.93\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \dots\dots\dots\mathbf{condition\ vérifiée}$$

✓ **Conclusion**

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Ancrage des barres(A-6-1-23)**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{sU}} \quad \text{Avec : } \tau_{sU} = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.21 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_S = 40\Phi = 40 \times 1 = 40\text{cm}$

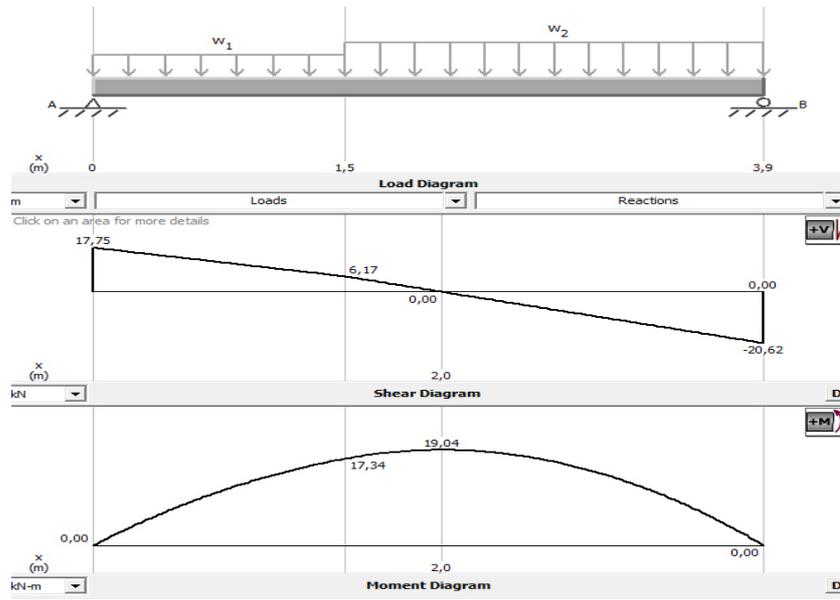
Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4L_S$

$$L_a = 0.4 \times 35.21 = 14.08\text{cm} \Rightarrow L_a = 15\text{cm}$$

✓ à l'ELS

❖ Calcul des réactions d'appuis

$$\begin{cases} R_A + R_B = 38.37\text{ KN} \\ R_A = 17.75\text{KN} \\ R_B = 20.62\text{KN} \end{cases}$$



figure(III.23): Diagramme de moment et d'effort tranchant à l'ELS

III.6.4.1. Vérification des contraintes de compression dans le béton

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{Mpa}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{Avec : } \begin{cases} I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \text{ (Moment d'inertie)} \\ \frac{b \cdot y^2}{2} + n(A + A')y - n(Ad - A'd) = 0 \quad Y : \text{ position de l'axe neutre} \end{cases}$$

Tableau (III.18): Vérification de calcul des armatures à L'ELS

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (KN/cm3)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Condition
Appui	4.07	3.14	6087.13	3.13	0.051	1.6	15	Cv
Travée	11.53	4.52	8199.03	3.65	0.11	3.91	15	Cv

III.6.4.2. Etat limite d'ouverture des fissures

➤ **Vérification de la flèche..... (BAEL91/Art B.6.5,2)**

Nous avons une fissuration non préjudiciable **donc** aucune vérification n'est nécessaire

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{15}{280} = 0,0536 < 0,0625 \dots \text{condition non vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,0536 < 0,0612 \dots \text{condition non vérifiée} \\ \frac{A_{st}}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,003 < 0,0105 \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 15 \text{ cm} ; \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 13.5 \text{ cm} ; \quad L = 2.8 \text{ m} ; \quad A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \\ M_{ser, travée} = 11.53 \text{ kN.m} ; \quad M_{0ser} = 13.56 \text{ kN.m} ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 1100000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa} \\ E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Donc on doit vérifier la flèche comme suit :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

Avec :

$$\begin{cases} \bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{pour : } L \leq 5.00\text{m} \\ L = 3.85\text{m} \rightarrow \bar{f} = \frac{385}{500} = 0.77 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ **Calcul du moment d'inertie de la section non fissurée (I_0)**

$$\begin{cases} I_0 = \frac{bh^3}{12} + n \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right] \\ I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \left[4.52 \times \left(\frac{15}{2} - 1.5 \right)^2 \right] = 30175.95 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

✓ **Calcul du facteur (λ)**

$$\begin{cases} \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0.0033 \\ \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0033 \times (2 + 3 \times 1)} = 6.27 \\ \lambda_v = 0.4 \quad \lambda_i = 2.5 \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments**

Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (M_g) :

$$M_g = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{9.11 \times 3.85^2}{8} = 16.88 \text{ KN.m}$$

Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j):

$$M_j = \frac{j \times L^2}{8} = \frac{5.49 \times 3.85^2}{8} = 10.18 \text{ KN.m}$$

Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation :

$$M_p = M_t^{\text{ser}} = 11.53 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des contraintes**

$$* \sigma_{sg} = \frac{15 M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 16.88}{8199.03} (13.5 - 3.65) \Rightarrow \sigma_{sg} = 304.18 \text{MPa}$$

$$* \sigma_{sj} = \frac{15 M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 10.18}{8199.03} (13.5 - 3.65) \Rightarrow \sigma_{sj} = 183.44 \text{MPa}$$

$$* \sigma_{sp} = \frac{15 M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 11.53}{8199.03} (13.5 - 3.65) \Rightarrow \sigma_{sp} = 207.77 \text{MPa}$$

✓ **Calcul des paramètres (μ)**

$$* \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0033 \times 304.18 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.123$$

$$* \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0033 \times 183.44 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.025$$

$$* \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0033 \times 207.77 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.123$$

✓ **Calcul de l'inertie fissurée**

$$* I_{fv}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + 0.4 \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 30175.95}{1 + 0.4 \times 6.27 \times 0.123} \Rightarrow I_{fv}^g = 25367.94 \text{cm}^4$$

$$* I_{fi}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 30175.95}{1 + 6.27 \times 0.123} \Rightarrow I_{fi}^g = 18740.6 \text{cm}^4$$

$$* I_{fi}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 30175.95}{1 + 6.27 \times 0.025} \Rightarrow I_{fi}^i = 28695.52 \text{cm}^4$$

$$* I_{fi}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 30175.95}{1 + 6.27 \times 0.123} \Rightarrow I_{fi}^p = 18740.6 \text{cm}^4$$

✓ **Calcul des flèches**

$$* f_{gv} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = \frac{8.80 \times 280^2 \times 10^3}{10 \times 10818.86 \times 25367.94} \Rightarrow f_{gv} = 0.25 \text{cm}$$

$$* f_{gi} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = \frac{8.80 \times 280^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 18740.6} \Rightarrow f_{gi} = 0.08 \text{cm}$$

$$* f_{ji} = \frac{M_{tj} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = \frac{6.24 \times 280^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 28695.52} \Rightarrow f_{ji} = 0.05 \text{cm}$$

$$* f_{pi} = \frac{M_{tp} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = \frac{8.79 \times 280^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 18740.6} \Rightarrow f_{pi} = 0.08 \text{cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

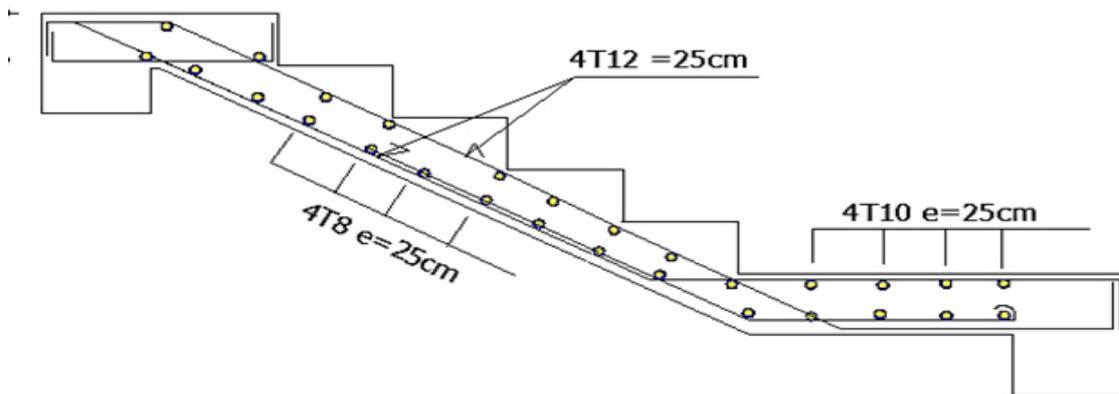
Donc : $\Delta f_t = (0.23 - 0.05 + 0.104 - 0.104) = 0.2\text{cm}$

$\Delta f_t = 0.2\text{cm} < \bar{f} = 0.56\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$

✓ **Conclusion**

ferraillage adopté.

III.6.5.Schéma de ferraillage



figure(III.24): Ferraillage d'escalier

III.7.Poutre Palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est dimensionnée d'après les

formules empiriques données par "BAEL91 modifié 99 " [1] est vérifiée selon le "RPA99 version 2003" [2],

Dans notre structure la poutre palière la plus défavorable est celle de premier type d'escalier, car elle est semi

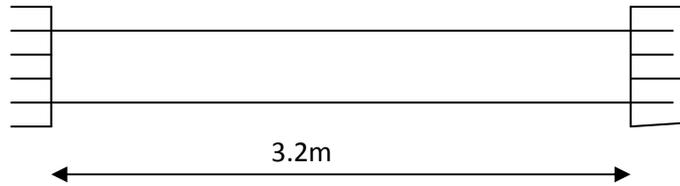
encastrée à ces deux extrémités.

III.7.1. Pré dimensionnement

✓ **Hauteur**

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

Sa portée est de 3.2m



Figure(III.25): Schéma de la poutre palière

✓ **Pré dimensionnement**

➤ La hauteur h_t est donnée par la relation suivante

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10}; l : \text{longueur libre entre nus d'appuis} \\ \frac{310}{15} \leq h_t \leq \frac{310}{10} \Rightarrow 20.66\text{cm} \leq h_t \leq 31\text{cm} \end{array} \right.$$

On prend $h_t = 30\text{cm}$

✓ La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,3h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 9 \leq b \leq 21\text{cm}$$

On prend $b = 25\text{cm}$

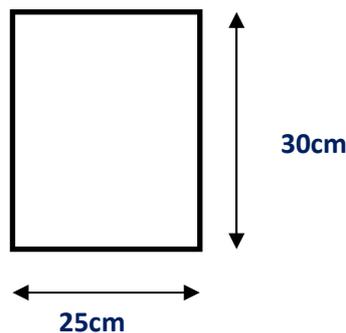


Figure (III.26): section de la poutre palière

✓ **Recommandations de RPA (Art 7.5.1)**

$$b \geq 25\text{cm} , h \geq 30\text{cm} \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4 \Rightarrow \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

Notre poutre a pour dimension $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

✓ **Détermination des charges**

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875 \text{ KN/ml}$
- poids du mur $G_M = 1.5 \times 2.4 = 3.6 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 29.56 \text{ KN}$
- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 20.62 \text{ KN}$

III.6.1.1: Calcul à l'ELU

• **Calcul des efforts internes**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35G + R_u \\ q_u = 1.35 \times (1.875 + 3.6) + 29.56 = 36.95 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

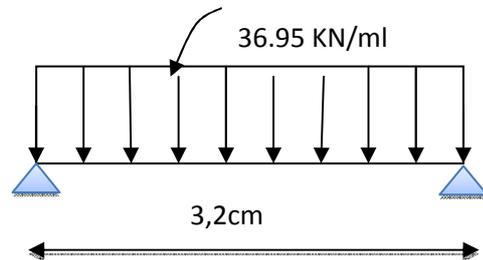


Figure (III.27) : Schéma statique à l'ELU

• **Moment isostatique**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{36.95 \times 3.2^2}{8} = 44.38 \text{ KN.m}$$

l'ELU

• **Effort tranchant**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{36.95 \times 3.20}{2} = 57.27 \text{ KN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = - 0.3M_u = -13.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{utr} = 0.85M_u = 37.22 \text{ KN.m}$$

III.6.2. Calcul des armatures

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple

$$M_{uap} = 13.31 \text{ KNm}, \quad M_{utr} = 37.22 \text{ KN.m}, \quad d = 27 \text{ cm}, \quad C = 2 \text{ cm}, \quad b = 25 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures principales**

$$b = 25 \text{ cm} ; \quad d = 0.9h = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} Z_b = d(1 - 0.4\mu_{bu}) \quad A_{st} = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_{st}}$$

Tableau (III.19): Sollicitation de calcul des armatures à L'ELU

	μ_{bu}	γ	μ_{bu}	Z_b	$A_{calculé}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	St (cm)
Appui	0.051	1.37	0.287	26.29	1.23	3HA12=3.39cm ²	25
Travée	0.143	1.37	0.287	25.01	3.66	3HA14=4.62cm²	25

f) Vérification à l'ELU

❖ **Condition de non fragilité(Art-A-4.2, 1 BAEL)**

$$A_{min} = 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

a) **En travée :** $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,815 \text{ cm}^2$

b) **Aux appuis :** $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,815 \text{ cm}^2$**condition est vérifiée**

❖ **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant.....(Art-5-1-2-1 BAEL)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{57.27 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.8 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.8 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ **Condition est vérifiée**

❖ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis..... (Art. 5.1.3.2, BAEL)**

a) **Influence sur les aciers**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(57.27 \times 10^3 - \frac{44.38 \times 10^6}{0.9 \times 270} \right) = 0.018 \text{ cm}^2$$

$A_{sa} = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.016 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La Condition est vérifiée

❖ **Influence sur le béton**

$$T_{\text{umax}} \leq 0.4b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 270 \times \frac{25}{1.5} = 405 \text{ KN} > T_u = 46.94 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition}$$

vérifiée

❖ **Vérification de l'adhérence aux appuis**

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_u = \frac{57.27 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 11.304 \times 10} = 2.08 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 2.08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée}$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres

❖ **Les armatures transversales**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 8.6 ; 25 \} = 8.6 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8

$$A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Ecartement des barres**

D'après le RPA2003 Art (7 .5.2.2), l'espace est donné selon deux zones :

a) En zone nodale

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{4.62}{0.003 \times 25} = 61.6 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\Phi\right\} = \min\{7,5\text{cm}; 12\text{cm}\}$$

On prend: $S_t = 7.5\text{cm}$

b) En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm} \text{ Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

❖ Ancrage des barres(A-6-1-2)

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27\text{ cm}$$

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

Calcul à l'ELS

1-Combinaison des charges

$$\left\{ \begin{array}{l} q_s = G + T_s \\ q_s = 1.875 + 4.794 + 15.42 = 22.1\text{KN/ml} \end{array} \right.$$

- Le moment isostatique

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{22.1 \times 3.1^2}{8} = 25.22\text{KN}$$

- L'effort tranchant

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{22.1 \times 3.1}{2} = 34.25\text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement :

$$M_{sa} = -0.3M_s = -7.56\text{KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_s = 29.11\text{KN.}$$

2-Vérification de la flèche

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.30}{3.1} = 0.094 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifié} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_1}{M_0} \Rightarrow \frac{0.30}{3.10} = 0.094 > \frac{24.055}{10 \times 28.3} = 0.085 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{27 \times 25} = 0.007 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- Etat limite de déformation

La fissuration étant peu nuisible \Rightarrow la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

III.7.3:Schéma de ferrailage

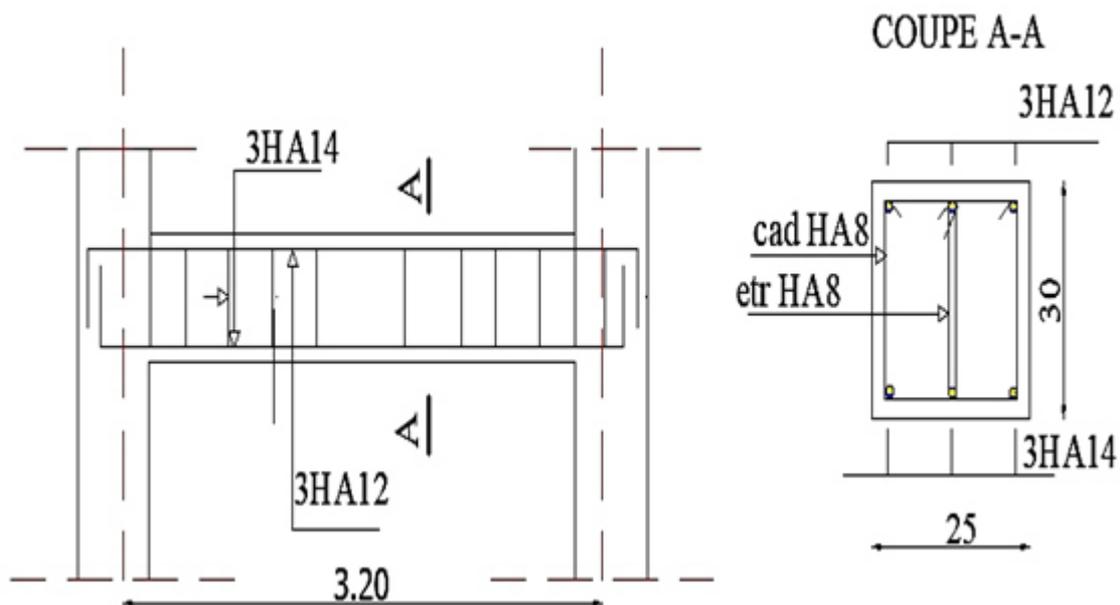


Figure (III.28): Schéma de ferrailage de la poutre palière

IV.1. Etude dynamique

IV.1.1. Introduction

La structure en question est sujette à l'action du séisme. Les secousses telluriques engendrent dans les constructions des accélérations qui peuvent être d'un ordre de grandeur de telle sorte à influencer négativement sur la stabilité de celle-ci. Il en résulte des efforts importants pouvant s'exercer suivant des directions quelconques.

Notre structure se trouvant dans une zone sismique, une étude dynamique s'impose dans le but de limiter dans la mesure du possible, les dégâts sur éléments structuraux et éviter l'effondrement de la structure.

IV.1.2. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.1.3. Modélisation mathématique

La modélisation mathématique revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté(DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

IV.1.4. Modélisation de la structure étudiée

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (moments, efforts normaux,...), dans les éléments structuraux, les calculs sont faits on utilisant le logiciel ETABS.

a/ Description du logiciel ETABS

ETABS (Etende 3D Analysais of Building Systems) 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.

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, 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.)

ETABS permet également le transfert des données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000)

b/Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portiques (poutres, poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles introduit selon l'orientation qu'on choisit.

c/Modélisation de la masse

Selon le RPA 99/V2003, la masse des planchers est calculée d'une manière à inclure la quantité βQ avec $\beta=0.2$ 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 $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

❖ Présentation de la vue en 3D :

La modalisation de notre structure à partir de logiciel ETABS 9.6.4 nous à donner la vue en 3D suivante :

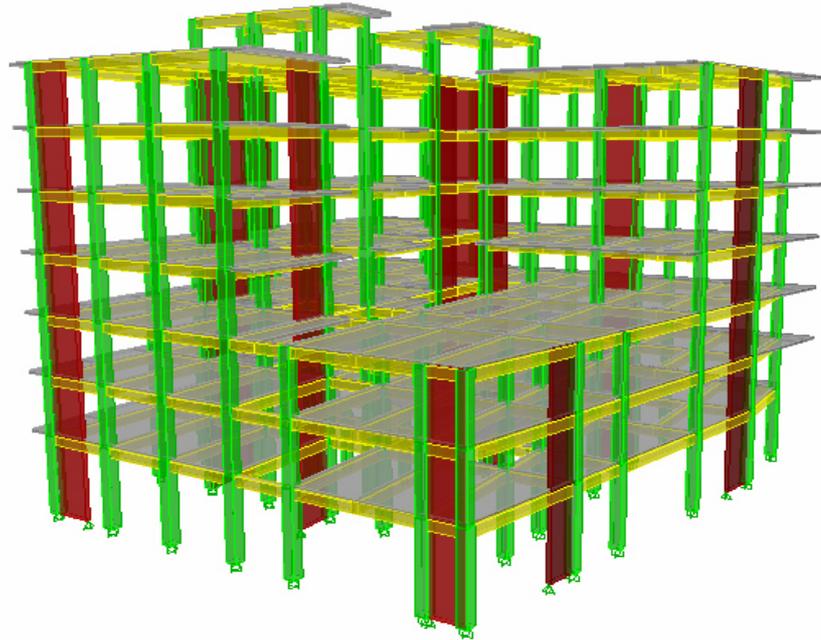


Figure (IV.1) : Schéma de la structure en 3D

IV.2 Etude sismique de bâtiment

IV.2.1. Introduction

Le nord du territoire Algérien est soumis à une activité sismique très importante, le but de cette étude est de déterminer à chaque niveau de la structure les sollicitations engendrées par un éventuel séisme.

➤ **Choix de la méthode de calcul**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre bâtiment on a une irrégularité en plan, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version 2003 peut être

utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

➤ **Condition d' RPA99/Version 2003**

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99 / Version 2003 (article 4.3.6)** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport :

$$r = \frac{0.8 V}{V_t}$$

IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

a) Principe

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des efforts maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par :

- ✓ comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.
- ✓ La sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.
- ✓ Le comportement de la structure pour ces fréquences particulières est appelé mode de vibration.
- ✓ Le comportement global peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes.
- ✓ cette méthode peut être appliquée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- ✓ méthode statique équivalente n'est pas permise.

b) Application

On a la formule suivante :

$$V_t = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec:

V_t : l'effort tranchant modal à la base

α_i : coefficient de participation du mode i

W : poids total de la structure

1) Spectre de réponse de calcul

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A: coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

R: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

IV.2.3. Méthode statique équivalenteRPA (Article 4.2)

a) Principe

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓ le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à 65 m en zone II à 30 m en zone III et IIb.

- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, toutes les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23m

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m

Groupe d'usage 1A..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m

b) Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule suivante:

$$V = \frac{ADQ}{R} W_T$$

avec : **A:** coefficient d'accélération de zone, en fonction de la zone et du groupe d'usage

D: facteur d'amplification dynamique

Q: facteur de qualité

R : coefficient de comportement

W_T: poids total du bâtiment

❖ **Coefficient d'accélération de zone (A)**

Il est donné par le tableau (4.1 R.P.A 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment: Pour la zone (**IIa**) et groupe d'usage **2** ⇒ **A = 0.15**

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \dots\dots\dots T \geq 3.00s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique dépendant du site: pour un site meuble (**S₃**)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ s} \end{array} \right.$$

$T_2 = 0.50 \text{ s}$ (Tableau 4.7 R.P.A 2003).

η : Facteur de correction d'amortissement, il est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0.7 = \mathbf{0.816}$$
(Article 4.2 R.P.A 2003).

ξ :est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissages.....(Tableau 4-2 R.P.A 2003).

On prend le cas le plus défavorable pour : $\xi = \mathbf{8,5\%}$

c) Estimation de la période fondamentale

La période fondamentale $T = 0.7414\text{s}$ inférieure à celle calculée par les formules empiriques données par le RPA99 :

$$T = C_T \quad h_N^{3/4}$$
 (Article 4-2-4

RPA99/VER2003).

avec :

C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 R.P.A 2003) :

Pour une structure dont le contreventement est assuré partiellement par des voiles en béton armé

avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} C_T = \mathbf{0,05} \\ h_N = 22,44\text{m.} \end{array} \right.$$

D'où : $T = 0,05(22,44)^{\frac{3}{4}} = 0.515\text{s}$

Alors : $T = 1.3 \times 0.515 = 0.670 \text{ s}$

donc : **$T = 0.670\text{s}$**

Dans le cas où la structure est contreventes par des voiles en béton armé, on peut également utiliser la formule suivante:

$$T = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{d}}$$

avec :

d : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

a) sans longitudinale : $dx = 25.5m \rightarrow$ $T = 0.4 \text{ s.}$

b) sens transversale : $dy = 25.8m \rightarrow$ $T = 0.397 \text{ s.}$

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Donc :

$$\begin{cases} T_x = 0.4 \text{ s} \\ T_y = 0.397 \text{ s} \end{cases}$$

On a : $T_2 = 0.5 \text{ s}$

✓ $T_2 = 0.5 \text{ s} < T_x < 3.0 \text{ s}$ donc : $D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

✓ $T_2 = 0.5 \text{ s} < T_y < 3.0 \text{ s}$ donc : $D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

D'où:

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.4}\right)^{2/3} = 2.366 \\ D_y = 2,5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.397}\right)^{2/3} = 2.380 \end{cases}$$

❖ Coefficient de comportement global (R)

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 de RPA 99/ Version 2003), en fonction du système de contreventement :

$R=3.5$; (notre structure est contreventée par des voiles porteurs).

❖ Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule :(Article 4 .4 R.P.A 2003).

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

avec :

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4R.P.A 2003)

Tableau (IV.1):Pénalités en fonction de critère de qualité

Critère	P _q (S. long)	
	Obs	N/Obs
Condition minimale sur les files de	/	0.05
Redondance en plan	0	/
Régularité en plan	/	0.05
Régularité en élévation	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
Contrôle de la qualité d'exécution	/	0.1
Q (totale)	1.25	

❖ **Poids total de la structure W**

Pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + \beta W_{Qi}$

avec :

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4-5) du RPA99, $\beta = 0,2$

W_{gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitations

Tableau (IV.2): Valeurs des pénalités

A	D _x	D _y	Q	R	T(S)	W(KN)
0.15	2.366	2.380	1.25	3.5	0.67	35523.015

d) Nombre de modes à considérer

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales les nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée
- 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et : } T_k \leq 0.20 \text{ s..... (article 4-14 RPA/2003)}$$

Où :

N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K .

Le nombre de modes à considérer est : 8 modes. (Participation modale de mode 8; 65,4887%)

IV.2.4. Choix de la disposition des voiles

On a pris en considération le plan d’architecture en prévoyant un nombre minimal des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

- ✓ La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante:

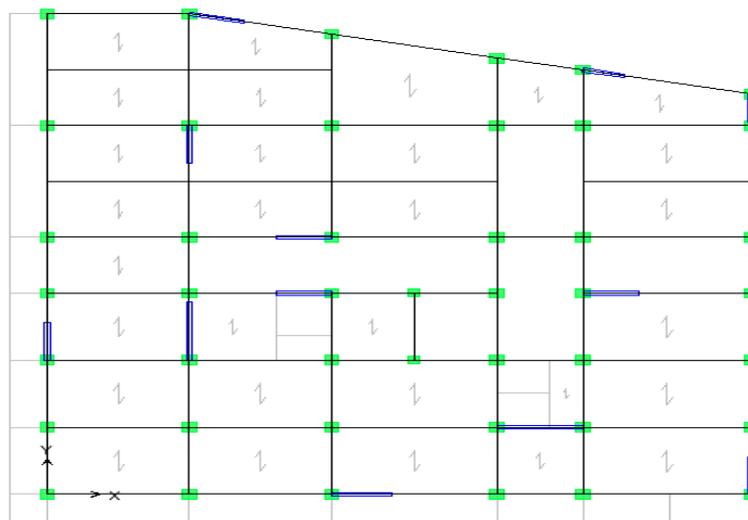


Figure (IV.2) : La disposition des voiles (vue en plan) Rdc , 1^{ère} et 2^{ème} étage

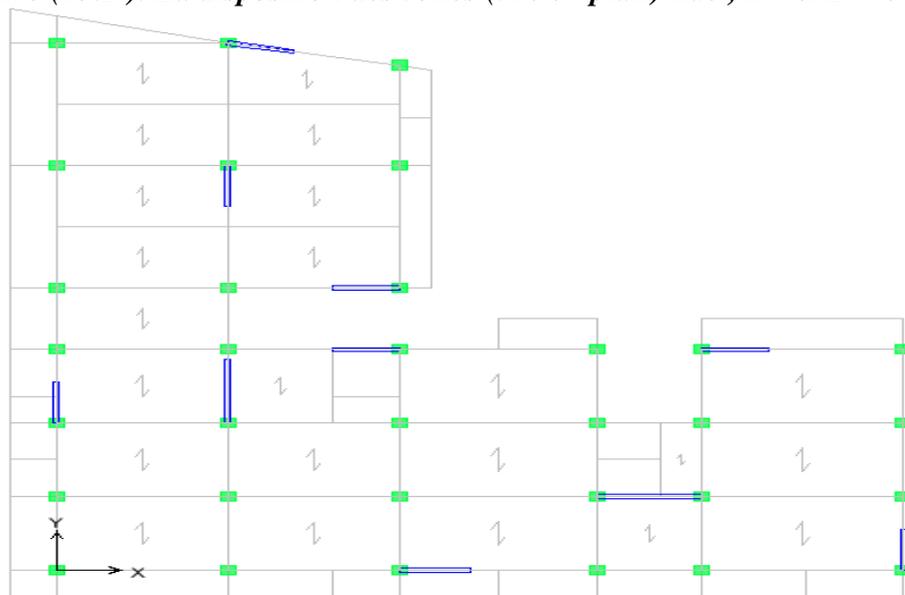


Figure (IV.3) : La disposition des voiles (vue en plan) 3,4 ,5 et 6^{ème} étage

❖ **Caractéristiques géométriques et massique de la structure**

➤ **Détermination des masses et centre de masse par étages**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i

X_i, Y_i : les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère global

➤ **Caractéristiques massiques**

Tableau(IV.3) : Centre de masse et inertie des niveaux

Plancher	Position de centre De masse			Position de centre de torsion		Excentricité	
	Masse(t)	X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)	e _x (m)	e _y (m)
1	598.5983	11.508	11.376	11.255	10.256	0.253	1.12
2	593.6318	11.481	11.619	10.938	9.993	0.543	1.626
3	579.8648	11.27	11.612	10.718	10.072	0.552	1.54
4	464.9268	9.758	9.781	10.56	10.093	0.802	0.312
5	442.6511	9.172	9.936	10.343	10.043	1.171	0.107
6	462.9375	9.701	9.744	10.158	9.997	0.457	0.255
7	478.4922	9.593	9.819	9.982	9.937	0.389	0.118

avec : masse totale $M_t = 3621.1025$ KN

poids total $w = 35523.015$ KN

(X_{CR}, Y_{CR}) : coordonnées de centre de torsion (ou de rigidité)

➤ **Calcul de l'excentricité.....** (article 4.2.7 RPA99/Version 2003)

L'excentricité C'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale a la plus grande des deux valeurs suivantes :

- a) Excentricité théorique
- b) Excentricité accidentelle

• **Excentricité théorique**

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

• **Excentricité accidentelle**

L'excentricité exigée par la RPA (**art4.2.7**) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_{ac} = \max \begin{cases} 5\%L_{x\max} = 0.05 \times 25.5 = 1.28\text{m} \\ 5\%L_{y\max} = 0.05 \times 25.8 = 1.29\text{m} \end{cases}$$

Donc : $e_{ac} = 1.29\text{m}$

on à :

$$\begin{cases} e_{\text{réel}} = \max(e_x, e_y) = 1.626\text{m} \\ e_x = \max(e_{\text{acc}}; e_{\text{réel}}) = 1.626 \\ W_t = M_t \times g = 3621.102 \times 9.81 = 35523.0155\text{KN} \end{cases}$$

Donc on a :

$$\begin{cases} V = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_{x \text{ stat}} = 4502.54\text{KN} \\ V = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_{y \text{ stat}} = 4529.18\text{KN} \end{cases}$$

❖ **Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires**

• **Mode de vibrations et taux de participation des masses**

Après l'analyse automatique par le logiciel **ETABS 9.6.4**, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau

Tableau(IV.4) : Période mode et facteurs de participation massique

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,63945	0,2842	69,6374	0,2842	69,6374	2,9516
2	0,606106	70,2639	0,1031	70,5481	69,7405	1,6253
3	0,562519	0,951	2,0092	71,4991	71,7498	65,4887
4	0,194225	1,6501	13,3283	73,1492	85,0781	5,295
5	0,18466	10,8278	3,9787	83,977	89,0568	3,2579
6	0,16342	5,4717	0,8143	89,4486	89,8712	10,4072
7	0,09495	0,0093	2,3827	89,458	92,2538	0,064
8	0,091477	1,8843	0,0062	91,3423	92,26	0,3954

• Troisième mode de vibration

Rotation

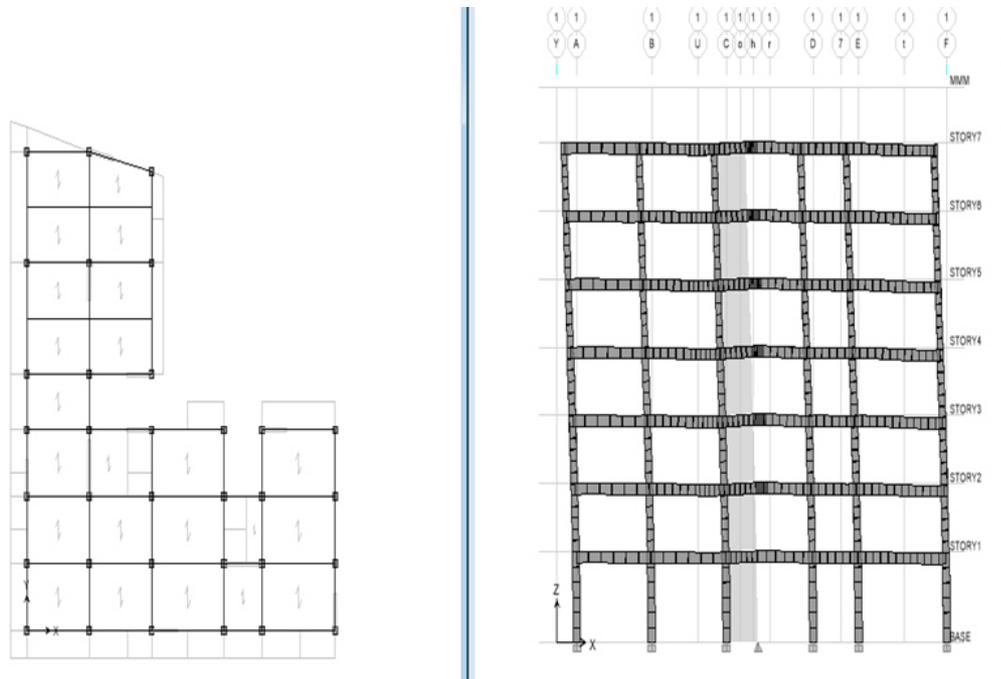


Figure (IV.6) : 3^{ème} Mode de rotation autour de l'axe Z de période T =0,5625s

➤ *Commentaire*

D'après le RPA99 Version 2003, la valeur de T_E calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$T = 0.7368s < T = 0.573 * 1.30 = 0.745s$ Vérifiée

➤ **Calcul de l'effort tranchant modal à la base**D'après le (RPA99v03)

$V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W$

Avec :

V_i : l'effort tranchant à la base.

α_i : coefficient de participation.

W : poids total de la structure.

Les résultats sont dans les tableaux suivants :

❖ **Sens longitudinal (X-X)**

Tableau (IV.5) : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale)

Mode	Période	ai(%)	Sa/g	W(KN)	Vt
1	0,63945	0,002842	0,111	35523.0155	11.206
2	0,606106	0,702639	0,115	35523.0155	2870.61
3	0,562519	0,00951	0,126	35523.0155	42.5658
4	0,194225	0,016501	0,256	35523.0155	150.0583
5	0,18466	0,108278	0,265	35523.0155	1018.5514
6	0,16342	0,054717	0,287	35523.0155	557.8455
7	0,09495	0,000093	0,155	35523.0155	0.5120
8	0,091477	0,018843	0,156	35523.0155	104.4201

❖ **Sens transversal (Y-Y)**

Tableau (IV.6) : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal)

Mode	Période	ai(%)	Sa/g	W(KN)	Vt
1	0,63945	0,696374	0,111	35523.0155	2745.54
2	0,606106	0,001031	0,115	35523.0155	4.2117
3	0,562519	0,020092	0,126	35523.0155	89.9297
4	0,194225	0,13283	0,256	35523.0155	1207.9413
5	0,18466	0,039787	0,265	35523.0155	374.5388
6	0,16342	0,008143	0,287	35523.0155	83.0187
7	0,09495	0,023827	0,155	35523.0155	131.193
8	0,091477	0,000062	0,156	35523.0155	0.3435

➤ **Combinaisons des réponses modales(RPA99/VERSION2003.Art.4.3.5)**

Si toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

E : l'effet de l'action sismique considéré.

E_{di} : valeur modale de E selon le mode i.

K : nombre de mode retenue.

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E₁ et E₂ par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1|+|E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} \dots \dots \dots (2)$$

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i, T_j et d'amortissement ζ_i, ζ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport r vérifie la relation:
 $r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$; avec $\varepsilon_i = \varepsilon_j = 8,5 \%$

donc :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \left(\frac{10}{10 + \sqrt{\zeta_i \zeta_j}} \right) = 0.54$$

avec : $T_i \leq T_j$

➤ **Combinaisons des réponses modales**

Tableau (IV.7) : Combinaison des réponses modales

Mode	Période T(s)	r=Ti/Tj	Observation
1 ^{ème} Mode	0,63945	0.947855188	C. N. Vérifiée
2 ^{ème} Mode	0,606106	0.928086836	C. N. Vérifiée
3 ^{ème} Mode	0,562519	0,345277226	C. Vérifiée
4 ^{ème} Mode	0,194225	0,950752992	C.N. Vérifiée
5 ^{ème} Mode	0,18466	0,884977797	C .N .Vérifiée
6 ^{ème} Mode	0,16342	0,577835929	C .N. Vérifiée
7 ^{ème} Mode	0,09495	0.963422854	C .N. Vérifiée
8 ^{ème} Mode	0,091477	/	C. N .Vérifiée

➤ **Remarque**

Les modes ne sont pas indépendants 2 à 2 donc on applique la formule (2)

$$Ex = 3117.77KN \quad Ey = 3005.49KN$$

➤ **Vérification des exigences de RPA99/2003**

1) Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99ver.03** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet 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 des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{dy} < 0.8 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport

$$r = 0.8V/V_t$$

Tableau (IV.8) : Vérification des forces sismiques

	V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	0.8 V _{statique}	0.8 V _s <V _{dyn}
Sens X-X	4502.54	3117.77	3602.03	C. non Vérifiée
Sens Y-Y	4529.18	3005.49	3623.344	C.non Vérifiée

❖ Commentaire

La résultante des forces sismiques à la base V_T obtenue par la méthode dynamique modale spectre est supérieure à 80 % de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

* dans le sens Y-Y donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse par un coefficient de majoration dans la direction considérée qui égale à :

$$\frac{0.8V_{y,sta}}{V_{y,dyn}} = \frac{0.8 \times 4529.18}{3005.49} = 1.20$$

❖ **Justification du système de contreventement**

Pour le choix du système de contreventement, selon les définitions données par le RPA99 version 2003

On doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprisent par les portiques et les voiles, comme présente les tableaux ci-dessous :

✓ **Les charges horizontales**

Tableau (IV.9) :Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques

Niveau	Voile		Portique		(%) voile		(%) Portique	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Base	2904.61	2659.3	499.2	534.6	85.34	83.26	14.66	16.73

✓ **Sous charges verticales**

Tableau (IV.10) :Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques

Niveau	Voile	Portique	(%) voile	(%)Portique
	F3	F3	F3	F3
Base	25641.89	51450.73	33.26	66.74

Avec :

F3 : lâchage verticale reprise par l'élément.

F1 : la charge horizontale suivant X

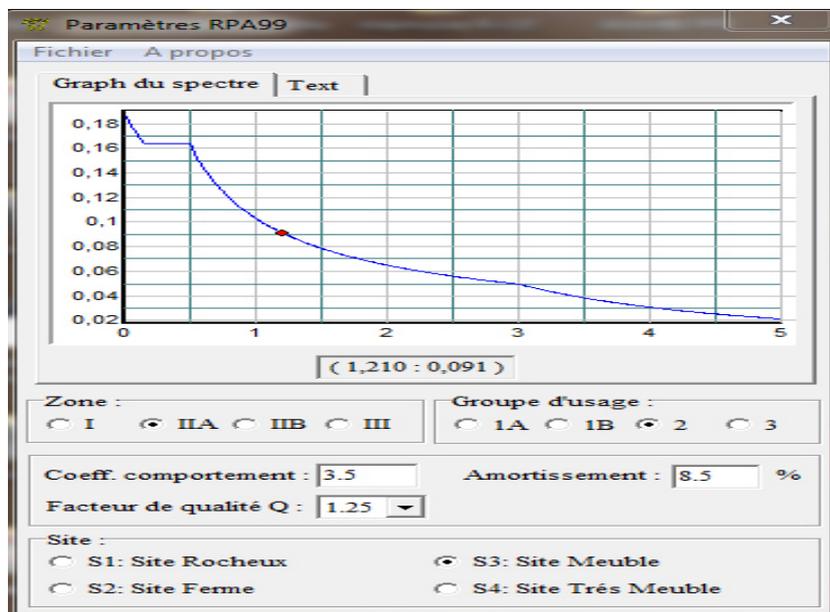
F2 : la charge horizontale suivant Y

➤ Conclusion

On remarque dans les résultats que les voiles reprennent plus de 20% de l'effort vertical et la totalité de l'effort horizontal donc notre système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, d'où le coefficient. (R=3,5)

➤ Spectre de réponse

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel **Spectre 99 V 2003** :



Figure(IV.7) : Spectre de réponse

2) Distribution des forces sismique selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art 4. 2.5 RPA99V2003)

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

F_t : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes

➤ Sens x-x

Tableau (IV.11) : La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens xx

$$V_x = 3117.77 \text{ KN}$$

Niveau	W(KN)	Hi(m)	W*hi*V	$\sum W*hi$	Fi(KN)
Niveau 1	5872.24	4,08	68158540.04	448253.0311	152.053
Niveau2	5823.52	7,14	118287840.22	448253.0311	263.88
Niveau 3	5688.47	10,2	165063847.1	448253.0311	368.238
Niveau 4	4560.93	13,26	172049434.7	448253.0311	383.82
Niveau 5	4342.40	16,32	20160732014	448253.0311	449.762
Niveau6	4541.41	19,38	250380673.8	448253.0311	558.56
Niveau 7	4694.008	22,44	299656013.26	448253.0311	668.49

➤ Sens y-y

Tableau (IV.12) : La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens y-y

$$V_y = 3005.49 \text{ KN}$$

Niveau	W(KN)	Hi(m)	W*hi*V	$\sum W*hi$	Fi(KN)
Niveau 1	5872.24	4,08	65435724.04	448253.0311	145.79
Niveau2	5823.52	7,14	113561865.1	448253.0311	253.34
Niveau 3	5688.47	10,2	158476543.5	448253.0311	353.54
Niveau 4	4560.93	13,26	165175513	448253.0311	368.48
Niveau 5	4342.40	16,32	193552468.2	448253.0311	431.79
Niveau6	4541.41	19,38	240377171.1	448253.0311	536.25
Niveau 7	4694.008	22,44	287683803.1	448253.0311	641.78

3) Vérification des déplacements latéraux inter-étage

D’après l’article (**Art 5.10**) du **RPA99**, les déformations relatives latérales d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d’étage.

a) Principe de calcul (Art 4.43)

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK}$$

Avec :

- ✓ **R** : coefficient de comportement.
- ✓ **δ_{ek}** : déplacement dû aux forces sismiques.
- ✓ Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le déplacement admissible est :

$$\Delta_{kadm} = 1\% h_0$$

Avec :

h_0 :est la hauteur d’étage

Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal**

Tableau (IV.13) :Le déplacement inter-étage dans le sens x-x

SENS X-X							
Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	δ_{K-1}	Δ_k (x)	Δ_{kadm}	Observation
Niveau 7	0,0152	3,5	0.0532	0.04585	0.00735	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 6	0.0131	3,5	0.04585	0.0371	0.00875	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 5	0.0106	3,5	0.0371	0.02835	0.00875	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 4	0.0081	3,5	0.02835	0.01925	0.0091	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 3	0.0055	3,5	0.01925	0.0112	0.01805	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 2	0.0032	3.5	0.0112	0.0042	0.007	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 1	0.0012	3,5	0.0042	/	0.0042	0.048	C. Vérifiée

➤ **Sens transversal**

Tableau (IV.14) : Le déplacement inter-étage dans le sens y-y

SensY-Y								
Niveau	Δ_{ek} (m)	R	δ_{ek} *1,03	δ_k (m)	δ_{k-1}	Δ_k (y)	$\Delta_{k adm}$	Observation
Niveau 7	0,0162	3,5	0.0166	0.0580	0.05005	0.00795	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 6	0,0139	3,5	0.0143	0.05005	0.0413	0,00875	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 5	0,0115	3,5	0.0118	0.0413	0.03136	0,00994	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 4	0,0087	3,5	0.00896	0.03136	0,0208	0,01056	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 3	0,0058	3,5	0.00597	0.0208	0,01225	0,00855	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 2	0,0034	3,5	0.00350	0.01225	0,00504	0,00721	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 1	0,0014	3,5	0.00144	0.00504	/	0,00504	0.048	C. Vérifiée

➤ **Conclusion**

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l’art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée.

4) Vérification vis-à-vis de l’effet P-ΔRPA 99 [art5-9]

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : le poids total de la structure et de charges d’exploitation associés au-dessus du niveau (K)

Tel que :

$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

V_K : l’effort tranchant d’étage au niveau K

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K-1)

h_K : hauteur d’étage K

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants

✓ **Sens longitudinal**

Tableau (IV.15) : Vérification de l'effet P-Delta sens x-x

Niveau	P _k	V _x	H _k	Δ _k	θ _{kx}	<0,1
Niveau7	4694.008	936,04	3,06	0.00735	0.012	C.Vérifiée
Niveau6	4541.416	1575,04	3,06	0.00875	0.00824	C.Vérifiée
Niveau5	4342.407	2057,39	3,06	0.00875	0.00603	C.Vérifiée
Niveau4	4560.93	2445	3,06	0.0091	0.00554	C.Vérifiée
Niveau3	5688.47	2790,33	3,06	0.01805	0.01202	C.Vérifiée
Niveau2	5823.52	3018,04	3,06	0.007	0.0044	C.Vérifiée
Niveau1	5872.24	3117,77	4.08	0.0042	0.00193	C.Vérifiée

➤ **Sens transversal :**

Tableau (IV.16) : Vérification de l'effet P-Delta sens y-y

Niveau	P _k	V _y	H _k	Δ _k	θ _{kx}	<0,1
Niveau7	4694.008	902,3	3,06	0.00795	0.0277	C.Vérifiée
Niveau6	4541.416	1506,97	3,06	0,00875	0.006605	C.Vérifiée
Niveau5	4342.407	1966,05	3,06	0,00994	0.00717	C.Vérifiée
Niveau4	4560.93	2333,74	3,06	0,01056	0.00674	C.Vérifiée
Niveau3	5688.47	2667,92	3,06	0,00855	0,00595	C.Vérifiée
Niveau2	5823.52	2898,48	3,06	0,00721	0.00473	C.Vérifiée
Niveau1	5872.24	3005,49	4.08	0,00504	0.00241	C.Vérifiée

❖ **Conclusion**

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à 0,1

Donc: l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

5) Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble

➤ **vérification au renversement**(RPA99/VERS03 Art.5.5)

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction (M_s>M_p) avec :

M_s : moment stabilisant

M_r : moment de renversement

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement

$$\checkmark M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$\checkmark M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$$

b: la distance au centre de gravité selon la direction xx et yy (XG, YG)

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

➤ Sens x-x

Tableau (IV.17) : Calcul le moment de renversement sens X-X

Niveau	Di(m)	Fxi(KN)	Fxi*di(KN.m)
Niveau1	4,08	152.053	620.376
Niveau2	7,14	263.88	1884.10
Niveau3	10,2	368.238	3756.02
Niveau4	13,26	383.82	5089.453
Niveau5	16,32	449.762	7340.1158
Niveau6	19,38	558.56	10824.892
Niveau7	22,44	668.49	15000.91

➤ Sens y-y

Tableau(IV.18) :Calcul le moment de renversement sens y-y

Niveau	Di(m)	Fyi(KN)	Fyi*di(KN.m)
Niveau1	4,08	145.79	594.82
Niveau2	7,14	253.34	1808.84
Niveau3	10,2	353.54	3604.068
Niveau4	13,26	368.48	48886.044
Niveau5	16,32	431.79	706.812
Niveau6	19,38	536.25	10392.525
Niveau7	22,44	641.78	14401.54

➤ **Calcul de centre de gravité de la structure**

Tableau(IV.19) :Centre de gravité et de torsion

Niveau	xi (m)	Yi (m)	Mi (t)	Mi. Xi	Mi. Yi	XG (m)	YG (m)
1	11,508	11,376	598,5983	6805.62	6809.654	10.35	10,55
2	11,481	11,619	593,6318	6815.486	6897.407		
3	11,27	11,612	579,8648	6535.076	6733.39		
4	9,758	9,781	464,9268	4624.308	4577.449		
5	9,172	9,936	442,6511	4059.995	4398.181		
6	9,701	9,744	462,9375	4485.718	4510.863		
7	9,593	9,819	478,4922	4590.175	4698.314		

tel que :
$$\begin{cases} b_x = L_x - X_G \\ b_y = L_y - Y_G \end{cases}$$

b : les points les plus éloigné par rapport au centre de gravité pour les deux directions

Tableau IV.20 :Vérification de renversement

Sons	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	M _s /M _r
Sens longitudinal	35523.015	15.5	5505956.733	264054.614	20.85
Sens transversal	35523.015	15.25	541725.978	267020.863	2.028

➤ **Conclusion**

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$)

6) Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige la vérification prescrite par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N}{B f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

- N**: l'effort normal maximal.
- B** : section du poteau.
- F_{c28}**: résistance caractéristique du béton

➤ **Poteaux**

On a fait un essai avec les poteaux pré-dimensionnés la condition n'était pas satisfaite les résultats sont dans ce tableau :

Tableau (IV.21) : Vérification des poteaux à l'effet de l'effort normal réduit

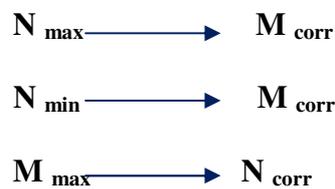
Niveau	poteau	section	N(KN)	v	Remarque
Niveau 1	C15	50x50	1743,73	0.23	C.Vérifiée
Niveau2	C15	45x45	1512,03	0.24	C.Vérifiée
Niveau 3	C15	45x45	1321,63	0.21	C.Vérifiée
Niveau 4	C15	45x45	1089,79	0.22	C. Vérifiée
Niveau 5	C15	40x40	867,46	0.17	C. Vérifiée
Niveau6	C15	40x40	648,6	0.16	C. Vérifiée
Niveau 7	C15	40x40	436,59	0.11	C. Vérifiée

V.1.Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d’aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/Ver2003)

V.2.Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, le ferraillage se fera en flexion composée et les armatures seront déterminées sous les couples de sollicitations suivants :



L’effort normal de calcul est un effort global du aux charges verticales, pour ferrailler les poteaux. On choisit les poteaux les plus sollicités et on adoptera le ferraillage trouvé pour les poteaux similaires.

Les armatures seront calculées à l’état limité ultime « ELU » sous l’effet des sollicitations

Tableau (V.1) : Valeur des paramètres de calcul dans les différents situations

Matériaux	(MPa)	Situation durable	Situation accidentelle
Béton	f_{c28}	25	25
	γ_b	1.5	1.15
	f_{bu}	14.17	21,74
Acier	f_e	400	400
	γ_s	1.15	1
	σ_s	348	400

V.2.1.Combinaison des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- ✓ Selon BAEL 91(situation durable)
 - E L U1,35G + 1,5 Q
 - E L S G + Q
- ✓ Selon RPA 99 (situation accidentelle)
 - G + Q ± E
 - 0,8G ± E

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par **ETABS**

V.2.2 Efforts internes durable et accidentelle

Tableau (V.2) : Les sollicitations obtenues par ETABS

ZONE	Combinaison	N ^{max} compression(KN)	N ^{max} traction(KN)	M _{max}
poteaux (50x50)	combinaison	ELU	08GEY MAX	GQEY MIN
	N(KN)	-2064.06	1230.25	-1507.9
	M ^{corr} (KN.m)	-14.209	5.095	-92.24
poteaux (45x45)	Combinaison	ELU	08GEY MAX	GQEY MIN
	N(KN)	-1738.91	642.18	-662.9
	M ^{corr} (KN.m)	-33.435	60.435	-161.267
poteaux (40x40)	Combinaison	ELU	08GEX MAX	GQEY MIN
	N(KN)	-86274	59.45	-165.11
	M ^{corr} (KN.m)	-18.778	38.788	-113.7

V.2.3. Calcul des armatures longitudinales

Pour le calcul d’une section soumise à la flexion composée, 3 cas peuvent se présenter

- ✓ Section entièrement comprimée (SEC)
- ✓ Section entièrement tendue (SET)
- ✓ Section partiellement comprimée (SPC)

a) Ferrailage minimum d’après le CBA93

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_0 - 0.45 \times d}{e_0 - 0.185 \times d}$$

b) Recommandations du RPA 99/version2003 :(Article 7-4-2-1)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets
- ✓ Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%** (zone IIa)
- ✓ Ferrailage maximum sera de
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm (RPA99/version2003)
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ en zone IIa
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 30 cm en zone IIa (RPA99/version2003)

❖ **Exemple de calcul**

➤ **Section partiellement tendue : $N_u > 0$**

On prend comme titre d'exemple un poteau de (50x50) (cm²)

$$\left\{ \begin{array}{l} C=C'=3\text{cm} \\ S=50 \times 50 \text{ (cm}^2\text{)} \\ L=408\text{cm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_{\max}=2064.06\text{KN} \\ M_{\text{corr}}=14.209\text{KN.m} \\ M_{\text{ser}}= 30.53\text{KN.m} \end{array} \right. \quad \Longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} MG=25.508\text{KN.m} \\ MQ=5.135\text{KN.m} \end{array} \right.$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales
(Après exécution)

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; L / 250) = \max (2 \text{ cm} ; 1.632 \text{ cm}) \Rightarrow e_a = 2\text{cm}=0,02\text{m}$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles

$$e_1 = M_{\text{corr}} / N_{\max} + e_a = 14.209/2064.06+0,02 = 0.027\text{m}$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre

$$\text{Si : } \frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left(15, \frac{20 \times e_1}{h} = 1.04 \right) \Longrightarrow \text{ pas de risque de flambement}$$

- $\left\{ \begin{array}{l} L_f: \text{Longueur de flambement du poteau} \\ h : \text{La hauteur de la section droite dans le plan de flexion} \end{array} \right.$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.7 l_0}{h} = 5.71 \leq \text{Max} \left(15, \frac{20 \times e_1}{h} \right) \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc: le calcul se fait en flexion composée en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité de second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi)$$

Avec : α : Le rapport du moment du premier ordre, d'aux charges permanentes t quasi-permanentes, au moment du premier ordre, ces moment étant pris avant application des coefficients γ

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5M_{ser}} \right) \quad \text{Ou} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{25.508}{25.508 + 5.1350} = 0.83$$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantané sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée seront

$$\begin{cases} e_2 = \frac{3 \times 2.85^2}{10000 \times 0.5} (2 + 0.83 \times 2) = 0.17 \\ e = e_1 + e_2 = 0.026 + 0.17 = 0.19 \end{cases}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée seront

$$M_u = N_u \times e = 2064.06 \times 0.19 = 392.17 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront

$$\begin{cases} N_{max} = 2064.06 \text{ KN} \\ M_{ucor} = 392.17 \text{ KN.m} \\ M_{ua} = M_{ucor} + N_u \times (d-h/2) = 392.17 + 2064.06 \times (0.45 - 0.50/2) = 491.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les sollicitations corrigées à L'ELS

$$N_{ser} = 1504.5 \text{ KN}$$

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{30.53}{1504.5} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_a = e_{0ser} + (d-h/2) = 0.22 \text{ m}$$

$$M_{sera} = N_{ser} \times e_a = 330.99 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \theta \cdot \gamma_b = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = M_{ua} / b_0 d^2 f_{bu} = 491.24 \times 10^3 / 50 \times (45)^2 \times 14.17 \times 10^2$$

$$\mu_{bu} = 0.0034$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \left[1 - 0.4 \times \frac{h}{d} \right] \frac{h}{d}$$

$\mu_{bc} = 0.49 \implies \mu_{bu} < \mu_{bc} \dots \dots \dots$ section partiellement comprimée

$\gamma = M_u / M_{ser} = 14.209 / 30.53 = 0.46$

$10^4 \mu_{lu} (\theta=1) = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050 \dots \dots \dots$ FeE400

$\mu_{lu} = 0.36$

$\mu_{bu} = 0.0034 < \mu_{Lu} = 0.36 \dots \dots \dots$ Armatures simples

Donc: $A' = 0$

$\mu_{bu} = 0.28 < 0.36$ (méthode simplifié)

$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 44.9 \text{cm}$

$A = M_u / Z_b \cdot \sigma_{st}$

avec : $\sigma_{st} = f_{\sigma} / \gamma_s = 347.83 \text{MPa}$

$A = 392.17 \times 10^6 / 449.3 \times 347.83 \times 10^2 = 25.094 \text{ cm}^2$

✓ Les armatures en flexion composée

$A' = A'_{fs} = 0$

$A' = A'_{fs} - \left(\frac{N_u}{f_{ed}}\right) = 25.094 - \left(\frac{2064.06 \times 10}{348}\right) = -34.21 \text{ cm}^2 < 0$

✓ Section minimale selon RPA

$A_{\min, RPA} = 0.8\%B = 20 \text{cm}$

✓ Section maximal selon RPA

$A_{\max, RPA} = 3\%B = 75 \text{cm}^2 \implies$ En zone courante

$A_{\max, RPA} = 6\%B = 150 \text{ cm}^2 \implies$ En zone de recouvrement

On a calculé les sections par le logicielle SOCOTEC

Les résultats trouvés pour les autres cas sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau (V.3) : Les sollicitations obtenues par ETABS

Poteau	N (KN)	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)
50x50	N _{max} = -2064.06	M _{cor} = -14.209	0	2.71	20
	N _{min} = 1230.25	M _{cor} = 5.095	0		
	N _{cor} = -1507.9	M _{max} = -92.24	0		
	N _{max} = -1738.91	M _{cor} = -33.435	0		

45x45	$N_{\min} = 642.18$	$M_{\text{cor}} = 60.435$	0	2.2	16.2
	$N_{\text{cor}} = -662.9$	$M_{\text{max}} = -161.267$	20		
40x40	$N_{\text{max}} = -862.74$	$M_{\text{cor}} = -18.778$	0	1.73	12.8
	$N_{\min} = 59.45$	$M_{\text{cor}} = 38.788$	0		
	$N_{\text{cor}} = -165.11$	$M_{\text{max}} = -113.7$	9.61		

Tableau (V.4) : Choix de ferrailage longitudinal pour les poteaux

Poteau	$A_{s,\text{cal}}$	Choix d'armature	$A_{s,\text{adop}}$	A_{CNF}	$A_{\text{min.RPA}}$	Observation
50x50	16.78	8HA20	25.13	1.89	24.2	$A_{s,\text{ado}} > A_{\text{min}}$
45x45	14.05	4HA20+4HA16	20.61	1.86	20	$A_{s,\text{ado}} > A_{\text{min}}$
40x40	11.43	8HA16	16.08	1.80	16.2	$A_{s,\text{ado}} > A_{\text{min}}$

➤ **Vérification de pourcentage maximal d'armature**

Pour éviter l'éclatement de béton on réalise le recouvrement des deux nappes d'armature de la même face de poteau dans des zones décalés, et on fait la vérification de pourcentage maximal d'armature, les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau (V.5) : Vérification de pourcentage maximal des armatures dans les poteaux

Poteau	$A_{s,\text{adop,ZC}}$	$A_{\text{max,ZC}}$	Obs.	$A_{s,\text{adop,ZR}}$	$A_{\text{max,ZR}}$	Obs.
50x50	28.64	99.75	$A_{s,\text{ado}} < A_{\text{max}}$	28.64	181.5	$A_{s,\text{ado}} < A_{\text{max}}$
45x45	24.12	75.00	$A_{s,\text{ado}} < A_{\text{max}}$	24.12	150	$A_{s,\text{ado}} < A_{\text{max}}$
40x40	20.36	60.75	$A_{s,\text{ado}} < A_{\text{max}}$	20.36	121.5	$A_{s,\text{ado}} < A_{\text{max}}$

✓ **Vérification des poteaux à l'ELU**

Pour faire les vérifications à l'ELU on prend l'effort tranchant maximal la fissuration est considéré peu nuisible

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u \\ \tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{su} \end{cases}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 5 \text{ MPa} \quad (\text{Situation accidentelle})$$

$$\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

Tableau (V.6):Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU

Poteau	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence		
	V _u (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	OBS	τ _{su} (MPa)	τ̄ _{su} (MPa)	OBS
50x50	29.82	0.19	3.33	τ _u < τ̄ _u	1.83	3.15	τ _{su} < τ̄ _{su}
45x45	106.99	0.61	3.33	τ _u < τ̄ _u	2.06	3.15	τ _{su} < τ̄ _{su}
40x40	81.26	0.67	3.33	τ_u < τ̄_u	2.05	3.15	τ_{su} < τ̄_{su}

V.2.4.Armatures transversales

Ces aciers sont disposés de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois des poteaux, leur but essentiel :

- ✓ Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements
- ✓ Empêcher le déplacement transversal du béton

Selon RPA (**l'article 7.4.2.2**)Les armatures transversales des poteaux sont calculées à

l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_U : est l'effort tranchant de calcul

h₁ : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale

t : est l'espacement des armatures transversales

$$\rho_a = 2,5 \text{ Si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \text{ Si l'élanement géométrique } \lambda_g \leq 5$$

1) Espacement des cadres

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- ✓ Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\phi_1, 15\text{cm})$ en zone I et II
- ✓ Dans la zone courante : $t \leq 15 \phi_1$ en zone I et II

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

On adopte un espacement de **10cm** en zone nodale et **10cm** en zone courante

2) la quantité d'armatures minimale

❖ **Exemple de calcul**

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$0,3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0,8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t$ minimum

• Pour le RDC

$$l_f = 0,7 \times 4.08 = 2.856\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 4.08}{50} = 5.71 \lambda_g = 5.71 \implies \text{Donc } \rho_a = 2.5$$

• Zone courante

$$A_t = 0.1 \frac{2.5 \times 29.82 \times 10}{0.5 \times 400} = 0.37 \text{ cm}^2$$

Soit : 3.02 cm², 6HA8

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t. \text{ben } \%$ est donnée comme suit :

$$\text{On } a \lambda_g = 5.1 > 5 \implies \text{la section minimale est } \frac{A_t}{t \times b} > 0,3\% \text{ (RPA99/V2003 l'article$$

7.4.2.2)

$$\frac{3.02}{50 \times 10} = 0.60\% > 0,3\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_t = 0.1 \frac{2.5 \times 29.82 \times 10}{0.5 \times 400} = 0.37 \text{ cm}^2$$

- Zone nodale

Soit $A_t = 0.79 \text{ cm}^2$

Soit : 3.02 cm^2 , 6HA8

La quantité d'armatures transversales minimale A_t / t en % est donnée comme suit : On a

$\lambda_g = 5.1 > 5 \Rightarrow$ la section minimale est $\frac{A_t}{t \times b} > 0,3\%$ (RPA99/V2003)

$\frac{3.02}{50 \times 10} = 0.60 \% > 0,3\% \dots\dots\dots \text{CV}$

Tableau (V.7) : Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales dans les poteaux

Poteau	V_u (kN)	λ	ρ_a	A_{tc} (cm ²)	A_t (cm ²)	Choix
50x50	29.82	5.1	2.5	0.79	3.02	4φ8
45x45	106.99	4.7	3.75	2.5	3.02	4φ8
40x40	81.26	4.7	3.75	2.08	3.02	4φ8

3) Vérification des contraintes

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton.

Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

- **Vérification d'une section partiellement comprimée**

Pour une section entièrement comprimée la vérification à l'ELS s'effectue comme suit :

a) Calcul de l'aire de la section homogène

$$S = bh + 15(A_1 + A_2)$$

b) Calcul de la position de l'axe neutre

$$X_G = 15 \frac{A_1 \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_2 \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_1 + A_2)}$$

c) Calcul de l'inertie de la section homogène

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A_1 \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_2 \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right]$$

d) Calcul des contraintes dans le béton

Donc les contraintes dans la fibre inférieure et supérieure de béton sont

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}}(e_{\text{ser}} - X_G)\left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \\ \sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}}(e_{\text{ser}} - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \end{array} \right.$$

Avec : $e_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}}$

Pour les poteaux la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc la seule vérification à faire est la contrainte du béton

$$\sigma_{\text{inf}} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0.6f_{\text{c28}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0.6f_{\text{c28}}$$

On fait les vérifications avec les deux combinaisons les plus défavorable ($N_{\text{ser,max}}; M_{\text{ser,corr}}$) et ($M_{\text{ser,max}}; N_{\text{corr}}$), on distingue que la sollicitation la plus défavorable est de ($N_{\text{ser,max}}; M_{\text{ser,corr}}$), les résultats obtenue sont résumer dans le tableau suivant :

Tableau (V.8) : Vérification des contraintes

	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN. m)	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	$\bar{\sigma}_{\text{bc}}$ (MPa)	OBS
50x50	1101,28	32.56	1.75	6.41	15	Vérifiée
45x45	793,81	31.37	1.03	6.31	15	Vérifiée
40X40	572.9	32.17	1.35	4.7	15	Vérifiée

NB :

Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

- D'où le ferrailage choisit satisfait tous les vérifications, voici le schéma de ferrailage dans le figure suivant :

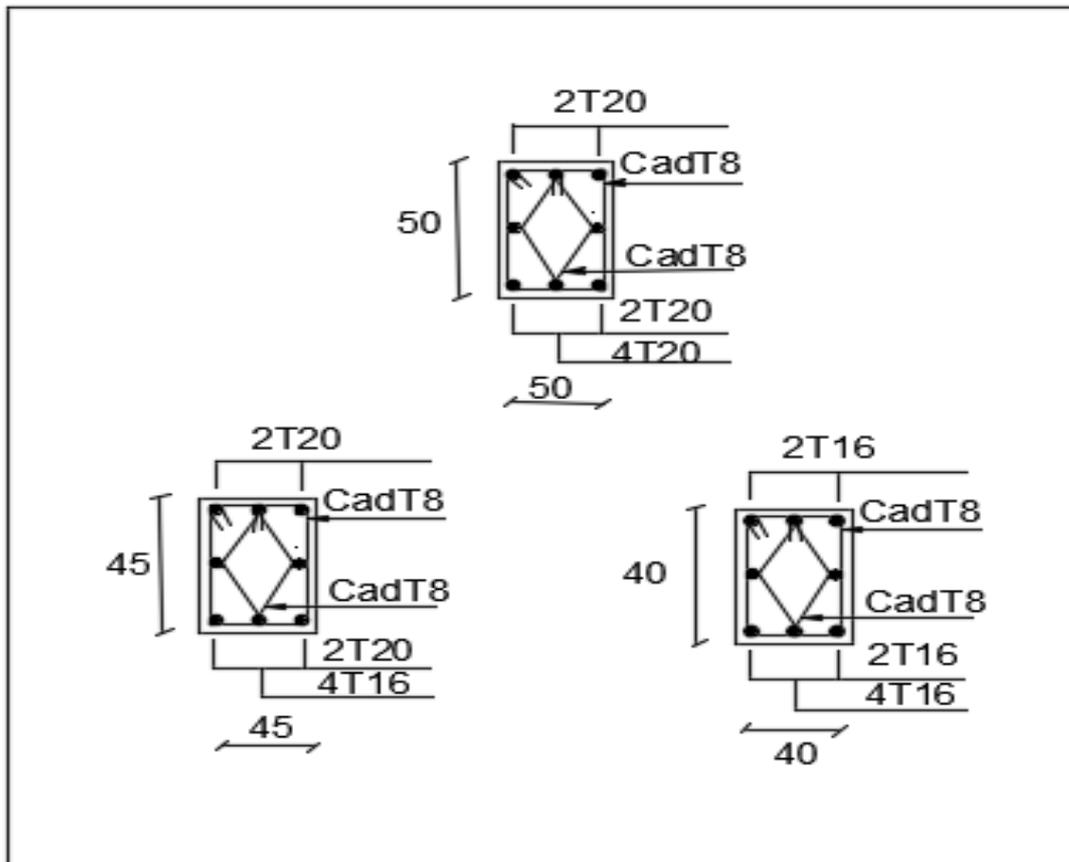


Figure (V.1) : Schéma de ferrailage des poteaux

V.3.Ferraillage des poutres

V.3.1 Introduction

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'ETABS, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présentées par le RPA99/V03 et IBAEL 91

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferraillage on doit respecter le pourcentage minimal des armatures imposé par le RPA99 en zone IIa

V.3.2.Recommandation du RPA99/V03 en zone IIa

a/ Armatures longitudinales

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute la section.
- ✓ le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :....(Art 7.5.2.1)
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa

b/ Armatures transversales.....(art 7.5.2.1)

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_{\min}\right) \text{ Dans la zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ En dehors de la zone nodale} \end{array} \right.$$

La valeur du diamètre ϕ_{\min} des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

V.3.3. Recommandation du BAEL 91

a/ Armatures longitudinales

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante :

$$A_{l\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

✓ L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) \dots\dots\dots (\text{Art A.5.1.22}) \\ S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} \dots\dots\dots (\text{Art A.5.1.22}) \\ S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij})} \dots\dots\dots (\text{Art A.5.1.23}) \end{array} \right.$$

b/ Armatures transversales

✓ Volume relatif d'armatures :

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0,9 f_e / \gamma_s} \quad \text{Avec : } A_t$$

Droites $\alpha = 90^\circ \quad \sin \alpha + \cos \alpha = 1$

- $\tau_0 = 0,3 f_{ij}^* k \quad \text{et} \quad f_{ij}^* = \text{Min}\{f_{ij}; 3,3\text{MPa}\} = 2,1 \text{MPa}$

- $\tau_0 = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63\text{MPa}$

D'où le volume relatif d'armature vaut : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij}^*}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$

• Section minimale d'armature d'âme

✓ Volume minimal d'armatures :

✓ Diamètre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\min}\right\}$.

✓ Espacement : $S_t = \frac{A_t}{\rho_t \cdot b_0} \quad \rho_{t\min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4\text{MPa} \right\}$

✓ Espacement maximale : $S_{t,max} = \text{Min}\{0.9d; 40\text{cm}\}$

V.2.4. Présentation de la méthode de calcul

a) Calcul de ferrailage longitudinal

Le calcul se fait en travée et en appuis

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$$

μ_u : Moment réduit

Avec : $f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14.17\text{MPa}$

Et : $d = h - C$; $C = 2\text{ cm}$ (Enrobage)

Si $\mu_u < \mu_l = 0.371$ La section est armée par des armatures tendue

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.83\text{ MPa}$

Si $\mu_u > \mu_l = 0.371$ La section est armée par des armatures tendue et des armatures comprimée

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$A'_s = \beta'_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

Si $\mu > 0.667$ dans ce cas les calculs conduisent généralement à des sections d'armatures qu'il est très difficile de placer dans la section de béton qui est ainsi trop petite pour supporter correctement le moment de flexion, il est donc beaucoup plus judicieux d'augmenter la section de béton pour que le moment réduit devienne inférieur à 0.667

b) Condition de non fragilité(Art A.4.2.1) BAEL91/99

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

f_{t28} : La résistance caractéristique de béton à la traction

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1\text{ MPa}$$

c) Vérification au cisaillement(Art 5.1.1) BAEL91/99

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$; La fissuration comme étant peu nuisible

Donc : $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$

Et : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

V_u : L'effort tranchant

d) Vérification de Contrainte d'adhérence

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

On a $\bar{\tau}_{se} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$

$\bar{\Psi}_s \geq 1.5$ on prend $\bar{\Psi}_s = 1.5$

D'où $\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

et on a $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$

$\sum U_i$: La somme des périmètres des armatures tendues

e) Vérification à L'ELS

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - C')^2$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

f) Armature transversales

✓ Selon le BAEL 91/99

Dans le cas courant de la flexion simple avec des armatures droites ($\alpha=90^\circ$), les armatures transversales sont calcul à partir de la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}^*}{0.9\sigma_s}; \rho_{t,\min} \right\} \text{ (Art A5.1.2.3)BAEL91/99}$$

Avec

$$f_{t28}^* = \text{Min}\{f_{t28}; 3.3 \text{ MPa}\}$$

$\rho_{t,\min}$: La condition de non fragilité dans les armatures transversales

$$\rho_{t,\min} = \frac{1}{f_e} \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\}$$

$$S_t \leq \text{Min}\{0.9d; 40 \text{ cm}\} \dots \dots \dots \text{ (Art 5.1.2.2)BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} \dots \dots \dots \text{ (Art 5.1.2.2)BAEL91/99}$$

✓ **Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0 \quad ; \quad S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} \text{ en zone nodale} \quad ; \quad S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante}$$

Avec :

A_t :Section des armatures transversales.

S_t : Espacement entre les armatures transversales

V.2.5. Calcule du Ferrailage

Dans notre structure on a deux types de poutre

Tableau (V.9) : Sollicitations de calcul

Poutre	Etage	Sur appuis		en travée	Vmax
		Sup	inf		
Poutre(50x30)	Rdc	58.382	92.587	74.95	87.95
	1+2+3	113.943	71.88	75.938	87.32
	4+5+6	98.4	65.504	82.33	88.08
poutre (45x30)	Rdc	70.709	49.478	92.113	52.51
	1+2+3	80.901	67.89	56.82	53.96
	4+5+6	76.285	65.285	59.806	52.26

a) Calcul de ferrailage longitudinal

Le ferrailage des poutres est calculé par un programme de calcul (**SOCOTEC**), les résultats par nappe sont présentés dans le tableau ci- après

Tableau (V.10) :Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres

Type des poutres	Section (cm ²)	Localisation	C _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{dopté} (cm ²)	Nombre de barre
Poutre principale	(30x50)	Sur appuis	7.47	2.71	7.5	8.01	3HA14+3T12
		En travée	4.08	1.81	7.5	4.62	3HA14
Poutre secondaire	(30x45)	Sur appuis	6.51	1.63	6.75	6.88	3T14+2T12
		En travée	6.05	1.63	6.75	6.88	3T14+2T12

✓ Vérification à l'ELU

Pour faire les vérifications à l'ELU on prend l'effort tranchant maximal la fissuration est considéré peu nuisible :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{su}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa (Situation accidentelle)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

Tableau (V.11) : Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU

Poutre	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	V _u (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	OBS	ΣU _i (mm)	τ _{su} (MPa)	τ̄ _{su} (MPa)	OBS
30X50	88.08	0.65	3.33	τ _u < τ̄ _u	263.76	0.82	3.15	τ _{su} < τ̄ _{su}
30x45	53.96	0.44	3.33	τ _u < τ̄ _u	263.76	0.56	3.15	τ _{su} < τ̄ _{su}

b) Calcul de ferrailage transversal

Tableau (V.12) :Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres

Poutre	Localisation	A _t calculé (cm ²)	A _t min (cm ²)	Choix	A _t adopté (cm ²)	S _t adopté (cm)
Poutre x-x	Z. nodale	0.9	1,35	4φ8	2,01	10
	Z. courante	1.35			2,01	15
Poutre y-y	Z. nodale	0.9	1,35	4φ8	2,01	10
	Z. courante	1.35			2,01	15

✓ Vérification à l’ELS

La vérification à L’ELS est calculée par un programme de calcul(SOCOTEC), les résultats par nappe sont présentés dans le tableau ci- après :

Tableau (V.13) : Vérification des contraintes

Poutres	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kN. m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBS
30x50	63.86	60.293	4.86	15	Vérifiée
30x45	38.42	43.809	4.34	15	Vérifiée

➤ Vérification de La flèche.....(Art B.6.5, 1) BAEL91/99

➤ Poutre principale

La vérification de la flèche n’est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.08 > 0.0625) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.08 > 0.065) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0083 < 0.0105) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec :

$$h_t = 50 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 45 \text{ cm} ; L = 5 \text{ m} ; A_s = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 46.53 \text{ kN.m} ; M_{0, ser} = 71.5 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ **Poutre secondaire**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.0857 > 0.0625) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.0875 > 0.051) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0096 < 0.0105) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec :

$$h_t = 35 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 32 \text{ cm} ; L = 4 \text{ m} ; A_s = 9.24 \text{ cm}^2$$

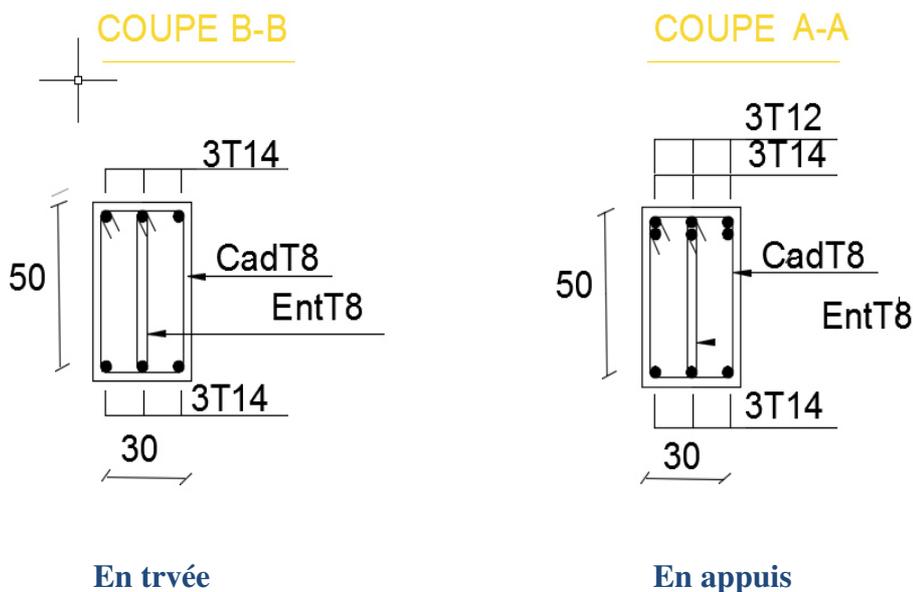
$$M_{ser, travée} = 18.38 \text{ kN.m} ; M_{0, ser} = 36.02 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Conclusion**

le ferrailage choisit satisfait tous les conditions de la résistance et de stabilité de forme, le détail de ferrailage est représenté dans les figures suivantes :

Poutre principale



Poutre secondaire

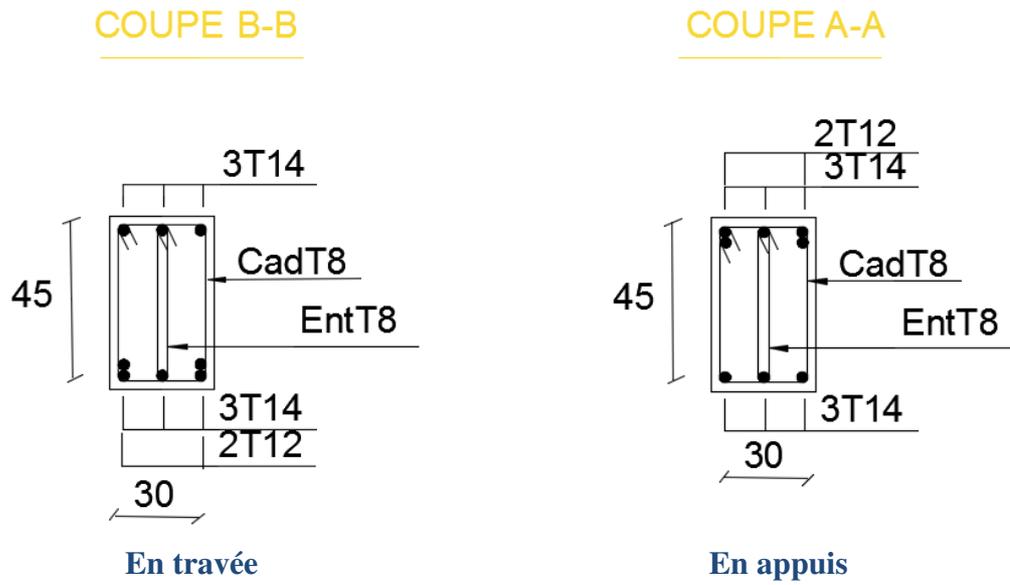


Figure (V.2) : Schéma de ferrailage des poutres

V.4.Ferraillage des voiles

Les sollicitations appliquées sur les voiles sont dues aux charges permanentes, surcharges d'exploitation et aux forces sismiques.

Ces forces provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant.

Donc le calcul des sections d'armatures se fera en flexion composée.

On calcul alors trois types d'armatures :

- ❖ Armatures verticales
- ❖ Armatures horizontales
- ❖ Armatures transversales

Pour cela on a divisé la structure en trois zones de calcul :

Zone I : RDC

Zone II : 1^{er} étage et 2^{eme} et 3^{eme} étage

Zone III : 4^{eme} étage et 5^{eme} et 6^{eme} étage

V.4.1.Les combinaisons d'action

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après:

La réglementation en vigueur **BAEL et RPA99/ V2003** exige les combinaisons ci-contre

➤ **Etat limite ultime**

Situation durable et transitoire

✓ $1,35G + 1,5 Q$

Situation accidentelle

✓ $G + Q \pm E$

✓ $0,8G \pm E$

➤ **Etat limite de service**

✓ $G + Q$

Les voiles pleins en situation durable ou transitoire sont sollicités par un effort de compression centré mais dans le cas d'une situation accidentelle ils sont sollicités par un moment fléchissant et un effort tranchant dû aux charges horizontales et un effort de compression dû aux charges verticales. Ces trois efforts nous donnent un calcul à la flexion composée en se basant sur les règles **BAEL91** et les recommandations du **RPA99**.

Le ferraillage se fera en FPN. **V.4.2.Procèdes de calcul**

b-1) Ferrailage vertical

Le ferrailage vertical est déterminé suivants les étapes de calcul définies ci-dessous

✓ On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, et cela en utilisant les formules classiques de la RDM.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M V}{I} \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M V}{I}$$

Avec :

- ✓ **S** : section du béton
- ✓ **V** : bras de levier (distance entre axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée)

$$V = \frac{L_v}{2}$$

- ✓ **L_v** : longueur du voile y compris les deux poteaux voisins
- ✓ On détermine les efforts agissant dans chaque bande

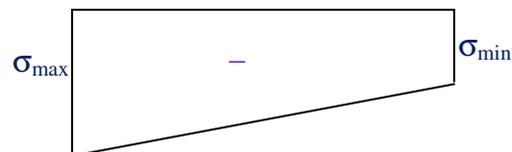
Suivant la position de l'axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués, la section peut-être :

- Section entièrement tendue **SET**
- Section partiellement comprimée **SPC**
- Section entièrement comprimée **SEC**

1^{ere} cas : Section entièrement tendue (**S.E.T**)

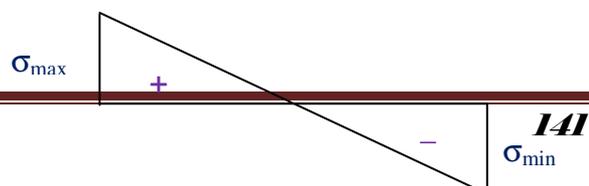
Une section est dite entièrement tendue si « N » est un effort normal de traction et le centre de pression se trouve entre les armatures.

$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] . L_t . e$$



2^{eme} cas : Section partiellement comprimée (**S.P.C**)

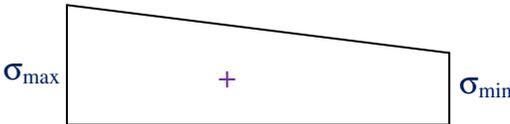
Une section est dite partiellement comprimée si « N » est un effort de traction et le centre de pression se trouve en dehors des armatures.



$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] L_t . e$$

3^{eme} cas : Section entièrement comprimée (S.E.C)

Une section est dite entièrement comprimée si « N » est un effort de compression.

$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] . L_c . e$$


La plupart de nos voiles sont des sections partiellement comprimées (S.P.C) le 2^{eme} cas

b-2) Ferrailage horizontal

La section d'armature est donnée par la plus élevée des deux relations suivantes

- ✓ Selon le BAEL91 : $A_H \geq \frac{A_v}{4}$
- ✓ Selon le RPA99 : $A_H \geq 0,0015.b.L_{voil}$

- A_v : section d'armature verticale

Ces barres horizontales doivent être munies de crochets à 135^0 ayant une Longueur de 10ϕ , et doivent être disposés de telle manière à servir de cadre retenant les armatures verticales.

b-3) Armatures constructives

Ces aciers sont généralement des épingles, elles sont perpendiculaires aux forces des refends et relient les deux nappes d'armatures verticales

b-4) Ferrailage minimale

✓ **Compression simple**

La section d'armatures verticales doit respecter les conditions suivantes :

- $A \geq 4cm^2/ ml$; (longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures) (A.8.1.2.1.BAEL91)
- $0.2\% \leq \frac{A}{S} \leq 0.5\%$; (S : section du béton comprimé)

✓ Traction simple

$$A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \quad (\text{A.4.2.1.BAEL91})$$

Selon le **RPA99** / version **2003** :

- ❖ Le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%** de la section du béton tendu (**Art7.7.4.1 page 61**)
- ❖ Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile égale à **0.15%**. (**Art7.7.4.3 page 61**)

- ❖ En zone courante égale à **0.10%**

b-5) Espacement

D'après l'**Art 7.7.4.3 du RPA 2003**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes

$$\begin{cases} S \leq 1.5e \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

b-6) Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à **:8**

- ❖ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ❖ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges

b-7) Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

V.3.3 Vérifications

- a) **Vérification à L'ELS** : Pour cet état, il considère

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{ser} = G + Q \\ \sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{ser} : \text{Effort normal appliqué} \\ B : \text{Section du béton} \\ A : \text{Section d'armatures adoptée} \end{array} \right.$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement

✓ **D'après le RPA 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} \\ \tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \\ V = 1.4 \cdot V_{u,calcul} \end{array} \right.$$

avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_0 : \text{Epaisseur du linteau ou du voile} \\ d : \text{Hauteur utile (d = 0.9 h)} \\ h : \text{Hauteur totale de la section brute} \end{array} \right.$$

✓ **D'après le BAEL** : Il faut vérifier que

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

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

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement ; $\tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$; Pour la fissuration

préjudiciable

✓ **Exemple d'application**

1. Voiles (1.5m)

➤ zone(1)

L=1.5 m ; e=0.20 m .M sont donnes par (ETABS)**V = 0.75m**

N =2313.47KN

M = 1288.908 KN/m

$$S = 0,2 \times 1,5 = 0,3 \text{ m}^2$$

$$I = (bh^3/12) = 0,056 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} = 24973,73 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I} = -9550,59 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

⇒ La section est partiellement comprimée

$$\begin{cases} L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = 0,93 \\ F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b = 888,20 \text{ KN} = N_u \end{cases}$$

✓ **Armature verticale**

$$\begin{cases} A_v = \frac{F}{f_e} = 22,2 \text{ cm}^2 \\ A_v = \frac{N_u}{f_e} + A_{vj} \end{cases}$$

Avec :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} ; \quad V = \text{l'effort tranchant}$$

❖ **Armature minimale**

● Vérifications vis à vis du **RPA V2003 (art : 7.7.4.1)**

$$A_{\min \text{ RPA}} = \max (0,2\% b L_t ; \frac{B f_{t28}}{f_e})$$

Avec:

$$\begin{cases} \mathbf{b} : \text{épaisseur du voile} \\ \mathbf{L}_t : \text{longueur de la section tendue} \\ \mathbf{B} : \text{section du béton} \end{cases}$$

$$0,2\% b L_t = (0,2 \times 0,2 \times 0,93) / 100 = 3,72 \text{ cm}^2$$

$$\frac{B f_{t28}}{f_e} = \frac{0,2 \times 1,5 \times 2,1}{400} = 15,75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{\min \text{ RPA}} = \max (3,72 \text{ cm}^2, 15,75 \text{ cm}^2) \\ A_{\min \text{ RPA}} = 15,75 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

La longueur + minimal d'après l'article **7.7.4.3 Du RPA99V2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone d'about : } (200/10) = 20 \text{ cm ; Avec } S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{Zone courante: } 324 \text{ cm ; Avec } S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Nous adoptons alors le même type de ferrailage sur toute la surface du voile

❖ **Armature horizontale**

D'après le BAEL91: $A_H = A_V / 4 = 23.53 / 4 = 5.88 \text{ cm}^2$

D'après le RPA :

$$A_H \geq 0.15\% \cdot B = 0.15\% \cdot 20 \times 150 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_H = \max [\text{RPA.V2003 ; BAEL}] = 5.88 \text{ cm}^2$

$$\mathbf{12 HA 8} = 6.03 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } \mathbf{6 HA 8} = 3.02 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$$

❖ **Armature transversale**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) Epingles au mètre carré, soit : **4 HA 8**

➤ **Remarque**

Les espacements dans tous les voiles sont

La zone d'about $S_t = 10 \text{ cm}$

La zone courante $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Ferrailage des voiles**

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux ci-dessous

- ✓ $\sigma_1 ; \sigma_2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$: les contraintes de béton
- ✓ **Lt (m)** : Longueur de la zone tendue
- ✓ **N (kN)** : Effort de traction
- ✓ **As (cm²)** : Section d'armature
- ✓ **Amin (cm²)** : Section d'armature minimale
- ✓ **A_H (cm²)** : Section d'armatures horizontales

✓ A_t (cm²) :Section d'armatures transversales

On va ferrailer les voiles selon leurs zones et leurs types

❖ **Sens longitudinale** : Il y'a un type de voile

1. Les voiles type (1.5m)

Tableau (V.14) : Ferrailage verticale du voile type 1

Zone	Sollicitation	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Nature	L_c (m)	L_T (m)	F (kN)	A_v (cm ²)
Zone I	N^{min}	1157.6	8.62	3974.11	3743.22	Sec	0.78	0,72	269.51	17.17
	N^{max}	-2313.4	-48.071	-8355.14	-7067.53	SET	0.82	0,68	480.59	25.29
	M^{max}	-1242.3	-1288.5	-21397.70	13115.70	SPC	0.93	0,57	747.59	31.97
Zone II	N^{min}	539.26	19.34	2056.55	1538.52	Sec	0.86	0,64	98.46	12.64
	N^{max}	-1484.9	-255.50	-8371.54	1936.68	SPC	1.22	0,28	54.23	11.54
	M^{max}	-632.7	-756.53	-12241.098	8023.098	SPC	0.91	0,59	473.36	20.14
Zone III	N^{min}	151.89	7.518	606.99	405.61	Sec	0.9	0,60	24.34	7.94
	N^{max}	-834.46	-379.76	-7867.60	2304.54	SPC	1.16	0,34	78.35	9.3
	M^{max}	-401.59	-787.33	-11884.26	9205.96	SPC	0.85	0.65	598.39	22.30

NB:

Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{max} ; N^{min}

Tableau (V.15) : Ferrailage verticale du voile type 1

Choix des barres												
Zone	A_v (cm ²)	λ_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Zone Courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A_H (cm ²)	A_{Hadop} (cm ²)	Choix	St (cm)
I	31.97	15.75	18.68	32.68	8HA14	15	2HA16	10	8.17	15.7	20HA10	20
II	22.01	15.75	11.83	22.62	8HA12	15	2HA12	10	5.66	11	14HA10	20
III	22.30	15.75	14.95	22.62	8HA12	15	2HA12	10	5.66	11	14HA10	20

2. Les voiles de type (2.6m)

Tableau (V.16) : Ferrailage verticale du voile type 2

Zone	Sollici Tatio n	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Nat ure	L _c (m)	L _T (m)	F (kN)	A _v (cm ²)
Zone I	N ^{min}	-1688.2	-3.771	-3263.4	-3229.63	SET	1.31	1.29	416.62	11.91
	N ^{max}	2826.3	53.641	5675.65	5194.73	SeC	1.36	1.24	644.15	17.6
	M ^{max}	-1701.9	-5319.7	27119.82	20574.05	SPC	1.48	1.12	2304.2	59.1
Zone II	N ^{min}	-870.36	-9.38	-1715.82	-1631.72	Set	1.33	1.27	207.2	8.61
	N ^{max}	1679.7	29.18	3360.1	3099.39	SeC	1.36	1.24	384.32	13.04
	M ^{max}	-1288.1	-2846.4	-15236.84	10282.61	SPC	1.55	1.05	1079.6	30.42
Zone III	N ^{min}	-164.24	-6.127	343.31	288.38	SeC	1.42	1.18	34.03	3.4
	N ^{max}	583.34	397.1	2901.91	-658.3	SPC	1.84	0,76	50.03	3.89
	M ^{max}	-185.22	-553.97	-2839.51	2127.12	SPC	1.49	1.11	236.11	8.54

NB :

Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{max} ; N^{min} ; M^{max}

Tableau (V.17) : Ferrailage verticale du voile type 2

Choix des barres												
Zone	A _v (cm ²)	λ _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Zone Courant	St (c m)	Zone D'about	St (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	Choix	St (cm)
I	59.1	27.3	57.6	31.54	14HA16	15	3HA12	10	8.74	15.7	20HA1 0	20
II	30.42	27.3	26.99	28.14	14HA10	15	3HA14	10	7.04	13.35	17HA1 0	20
III	8.54	27.3	5.9	14.39	14HA10	15	3HA12	10	4.00	11.78	15HA1 0	20

Tableau (V.18) :Les vérifications à L'ELS de contrainte de cisaillement

Vérification de contraintes de cisaillement									vérification à l'ELS			
voile	Zone	V	τ_b	$\overline{\tau_b}$	OBS	τ_u	$\overline{\tau_u}$	OBS	Ns	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	OBS
Type 01	I	1,76	0.0033	5	$\tau_b < \overline{\tau_b}$	0.002	2.5	$\tau_u < \overline{\tau_u}$	627.4	2.58	15	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
	II	11,34	0.026	5	$\tau_b < \overline{\tau_b}$	0.02	2.5	$\tau_u < \overline{\tau_u}$	606.62	2.49	15	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
	III	11,22	0.028	5	$\tau_b < \overline{\tau_b}$	0.02	2.5	$\tau_u < \overline{\tau_u}$	506.32	2.15	15	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
Type 02	I	11,4	0.021	5	$\tau_b < \overline{\tau_b}$	0.02	2.5	$\tau_u < \overline{\tau_u}$	892,47	2,54	15	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
	II	18,18	0.042	5	$\tau_b < \overline{\tau_b}$	0.03	2.5	$\tau_u < \overline{\tau_u}$	834,24	2,44	15	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
	III	10,75	0.028	5	$\tau_b < \overline{\tau_b}$	0.02	2.5	$\tau_u < \overline{\tau_u}$	638,14	1,89	15	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

NB :

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique pour tous les voiles, afin d'assurer la sécurité en cas

d'inversion éventuelle de l'action sismique

➤ Le ferrailage obtenu est représenté dans les figures suivantes :

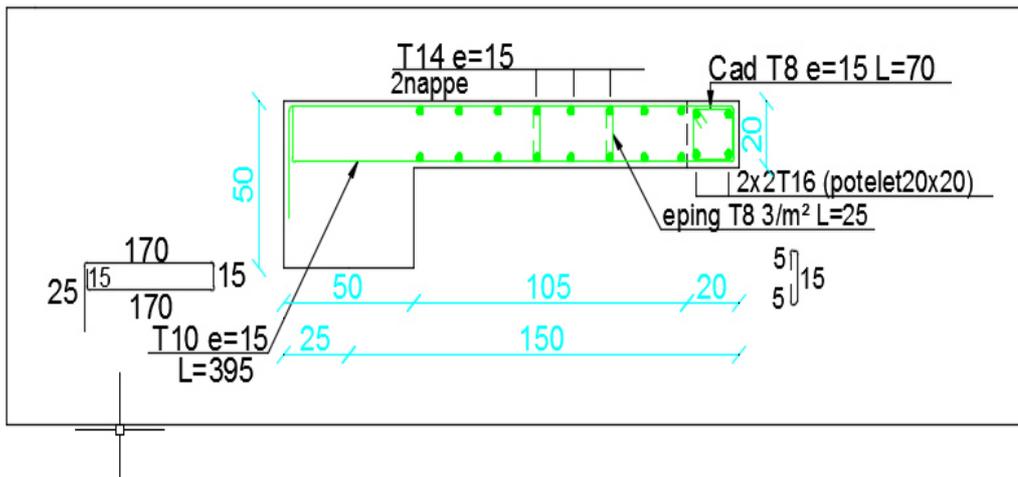


Figure (V.3) : Schéma de ferrailage des voiles type V1 zone 1

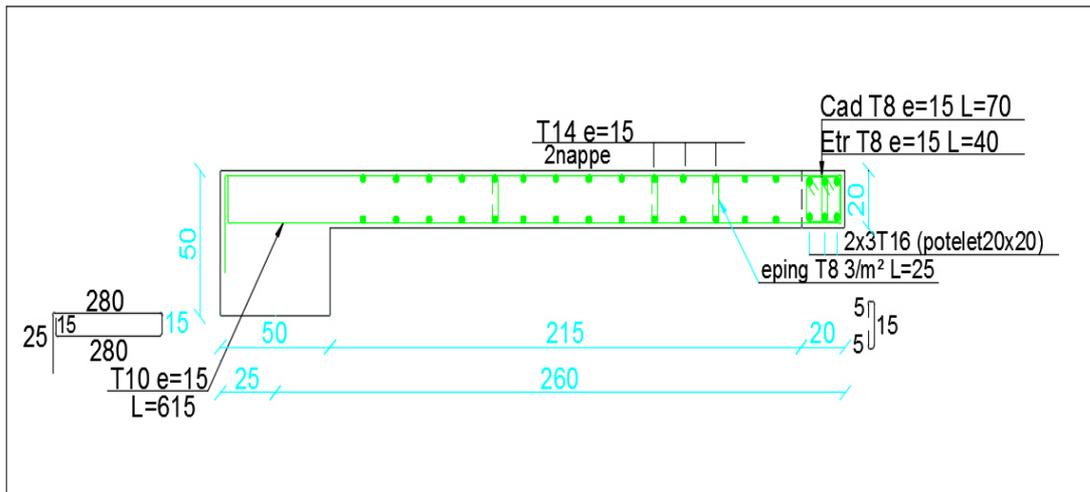


Figure (V.4) : Schéma de ferrailage des voiles type V2 zone 1

VI. Fondation

VI.1.Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles 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.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le bon sol ou cas de radier), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Elles posent à l'ingénieur des problèmes donc il ne faut pas sous-estimer la difficulté car elles évitent le glissement et l'ancrage de l'ouvrage. En effet, si pour bâtiments à usage d'habitation ou commercial, Le coût des fondations peut descendre jusqu'à 20 à 30% du coût total de la construction.

VI. 2. Différents types de fondations

On distingue quatre types de fondations :

1*Fondations superficielles

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

En général on dit qu'une fondation est superficielle toutes fondations dont l'encastrement **D** dans le sol ne dépasse pas quatre (**04**) fois la largeur **B** (cote la plus petite de la semelle)

Le rapport de ces dimensions doit vérifier l'inégalité suivante : $\frac{D}{B} < 4$

2*Fondation semi-profonde

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

3*Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environ.

Pour atteindre cette couche on réalise soit des puits (fondations peu profond) soit des pieux pour lesquels le rapport : $\frac{D}{B} > 10$

4*Fondations surfacique ou radier

Il existe quatre (04) types de radiers :

- 1) Le radier dalle pleine (le plus courant)
- 2) Le radier nervuré
- 3) Le radier champignon sous poteau.
- 4) Le radier voûte.

L'emploi d'un radier se justifier lorsque :

- ✓ La contrainte admissible à la compression du sol est faible.
- ✓ Quand le bon sol est situé en trop grande profondeur.
- ✓ Les autres types de fondations transmettraient au sol des contraintes trop élevées.
- ✓ L'aire totale des semelles est supérieure à la moitié de l'aire occupée par le bâtiment.
- ✓ Les charges apportées par l'ensemble du bâtiment ne risquent pas d'entraîner des tassements différentiels incompatibles.

➤ **Types de fondations superficielles courants**

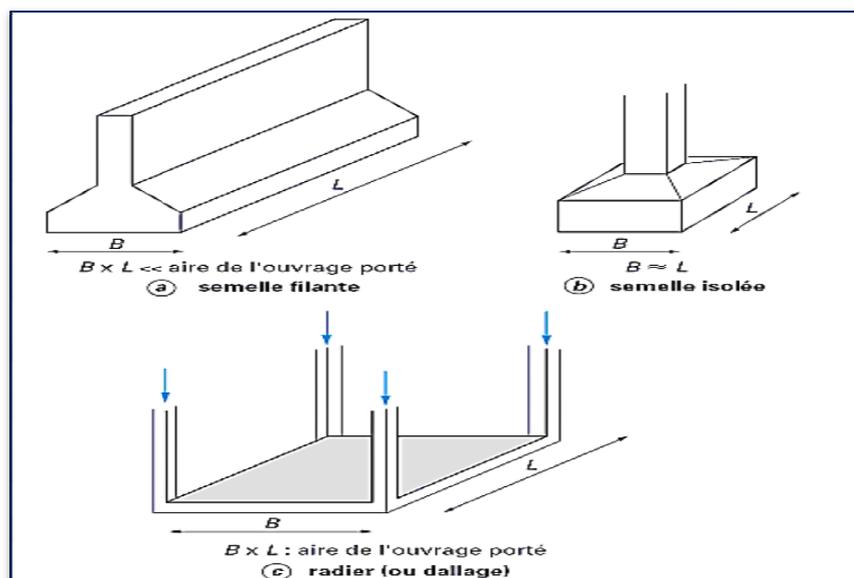


Figure (VI.1) : Type de fondations superficielles

VI .3. Etude de sol

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de soudage effectués à laboratoire de mécanique des sols.

Une étude préalable du sol à donner la valeur 2.1bars pour la contrainte admissible du sol

$$\sigma_{sol}$$

✓ Caractéristiques du sol

- La nature de sol : c'est un sol meuble
- Profondeur d'ancrage est de 3,50m
- La contrainte admissible de sol : ($\sigma_{sol} = 2,1\text{bars} = 210 \text{ KN/m}^2$)

VI .4. Choix du type de fondation

- Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :
 - ❖ La résistance du sol.
 - ❖ Le tassement.
 - ❖ Le mode constructif.
 - ❖ Stabilité totale de l'ouvrage.
- Pour le cas de notre ouvrage, nous avons le choix entre **les semelles filantes et le radier**, en fonction des résultats du dimensionnement, on adaptera le type de semelle convenable :

➤ Semelle isolée sous poteau

Pour assurer la validité de la semelle isolée on choisit un poteau le plus sollicitée et on doit

vérifier que : $\sigma = \frac{N}{A.B} \leq \sigma_{sol}$

Et puisque notre structure contient des voiles périphériques donc on n'a pas à prendre en considération la vérification pour les semelles isolées.

❖ Calcul de surface revenant à la semelle

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment : ($S_s / S_b < 50 \%$)
- La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées sur les tableaux suivants :

Tableau (VI.1) : La surface revenant aux semelles

N_s (KN)	σ_{sol} (KN/m ²)	Surfaces
1945.16	210	9.26

$$S_s = 9.26 \times 44 = 407.55 \text{ m}^2 \quad \text{et} \quad S_t = 623 \text{ m}^2$$

Donc :

$S_s/S_t = 407.55/623 = 65.41\% \geq 50\% \Rightarrow$ La surface des semelles calculée dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le **radier nervuré**

VI .5. Etude du radier nervuré

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

VI .6. Pré - dimensionnement du radier

a) L'épaisseur du radier

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes :

a.1) Condition forfaitaire

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L \max}{8} \leq h_r \leq \frac{L \max}{5}$$

avec :

$$L_{\max} = 6.00 \text{ m} ; \text{ plus grande distance entre deux points d'appuis.}$$

$$D'où : 75\text{cm} \leq h_r \leq 120\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

a.2) condition de rigidité

$$L_e = \frac{2L \max}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \text{ Avec : } I = \frac{bh^3}{12}$$

avec :

- L_{max}** : plus grande distance entre deux points d'appuis.
- L_e** : longueur élastique.
- E** : Module d'élasticité du béton E = 32164195 KN/m².
- b** : largeur du radier (bande de 1 mètre).
- K** : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen ; K=40000 KN/m³
- I** : inertie d'une bande d'un de radier.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot 40000 \cdot 6^4}{32164195 \cdot \pi^4}} \geq 0.93m \dots\dots\dots (2)$$

Finally : d'après (1), (2) on opte : **h_r = 100 cm**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

h_r = 100cm

Vu que la hauteur est très importante, Donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré

2) Détermination des charges et des surcharges

➤ *Infrastructure*

- Poids du radier

$$G_{rad} = S_r \cdot x h_{dalle} \cdot 25 = 15582,2 \text{ kn}$$

3) Détermination des efforts

Sollicitations

$$\begin{cases} \text{ELU} : & N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q & N_U = 92957,61 \text{ kn} \\ \text{ELS} : & N_S = N_G + N_Q & N_S = 67888,25 \text{ kn} \end{cases}$$

➤ **Condition de coffrage**

❖ **Pour la nervure**

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{600}{10} = 60 \text{ cm}$$

h_{ner} = 60cm

❖ **Pour la dalle**

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{600}{20} = 30 \text{ cm}$$

h_d = 30cm

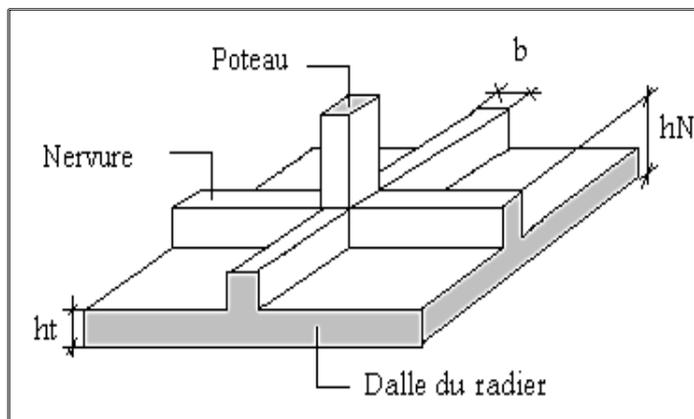


Figure (VI.2) : Schéma d'un radier

NB

il faut que la largeur des nervures doive être supérieure à la plus grande coté des poteaux de la base pour que le poteau se situe à l'intérieure de la nervure et assure la transmission des Charges aux nervures et pour faciliter la mise en œuvre de ferrailage.

D'après les conditions précédentes, Nous optons pour une dalle de **60cm** et des nervures de **30cm**

1) Calcul du débordement (D)

$$D \geq \text{Max} (hr/2, 30\text{cm}) = (100/2 ; 30) = 50\text{cm}$$

Soit : $D = 50\text{cm}$

$$D'où : Sr = S + D \times (\text{périmètre}) = 623 + 0,5 \times (99) = 672.5 \text{ m}$$

Sr : Surface de radier.

S : Surface totale de bâtiment

Alors la surface de radier est : $Sr = 672.5 \text{ m}$

VI.7. Vérification du radier

a) Condition de cisaillement

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, d'après le règlement CBA93 (Art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5\text{MPa} \implies \text{Pour une fissuration préjudiciable}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul vis -à-vis l'ELU

$$V_u = \frac{qL}{2}$$

q : La charge sur le radier uniformément une bande de 1 mètre

$$q = \frac{N_u \times 1\text{ml}}{S_{rad}} = \frac{6161.16.41 \times 1}{672.5} = 9.16\text{kN/ml}$$

donc : $V_u = \frac{9.16 \times 5}{2} = 22.91 \text{ kN}$

$$D'où : \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{V_u}{b \times 0.9h} \Rightarrow h \geq \frac{V_u}{0.9b\bar{\tau}_u} = \frac{22.91 \times 10^{-1}}{0.9 \times 1 \times 2.5} = 1.02 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 0.03\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) non poinçonnement

➤ **Condition de non poinçonnement**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; \mu_c: \text{Périmètre du contour}$$

✓ **Sous voiles**

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (V₃) de longueur L=2.6m.

$$N_{u,voil} = 2826.3\text{kN} \text{ Effort normal ultime de voile le plus sollicité}$$

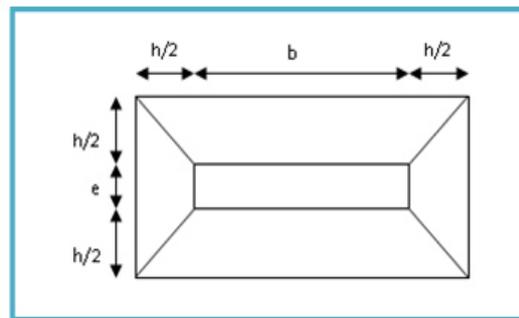


Figure (VI.3) : Schéma de transmission des charges

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0.2 + 2.6 + 2h) = (5.6 + 4h) \text{ m}$$

On obtient :

$$3000h^2 + 4125h - 1333.34 = 0 \quad ; \text{ D'où : } h \geq 27.02\text{cm}$$

✓ **Sous poteaux**

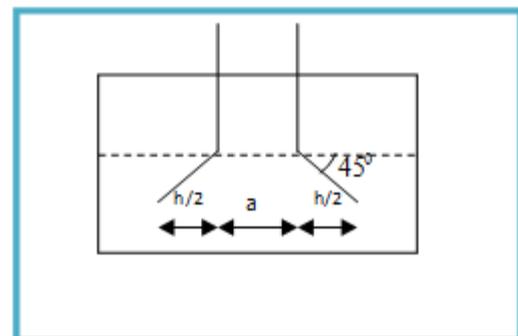
$N_{u,pot} = 6161.16\text{kN}$ Effort Normal ultime de poteau le plus sollicité

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(12.3 + h) = (49.2 + 4h) \text{ m}$$

On obtient :

$$3000h^2 + 820000h - 73798.41 = 0$$

$$\text{D'où : } h \geq 53.47 \text{ cm}$$



➤ **Conclusion**

La condition est vérifiée donc il n'y a pas risque de rupture du radier par Poinçonnement.

VI .8. Caractéristiques géométriques du radier

❖ Position du centre de gravité

$$\begin{cases} X_G = 12,35\text{m} \\ Y_G = 12,25\text{m} \end{cases}$$

✓ Moments d'inertie

$$\begin{cases} I_{xx} = 31570,1 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 33550,1 \text{ m}^4 \end{cases}$$

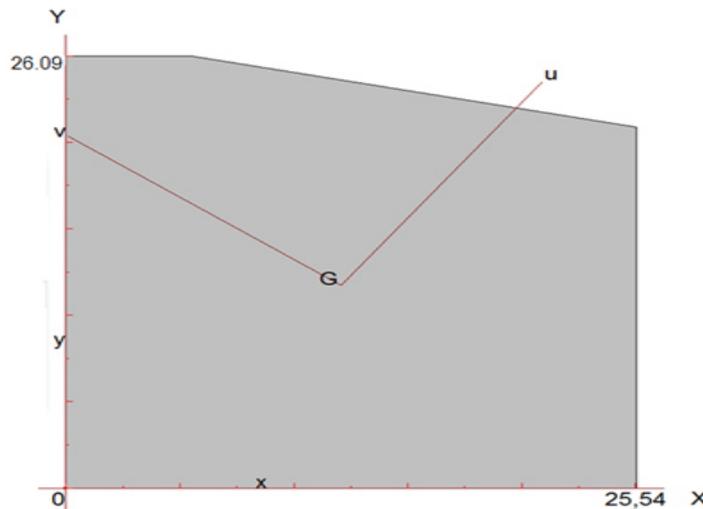


Figure (VI.4) : Schéma Surface du radier

➤ De la structure

a/ Centre de masse

$$X_G = 10.35 ; Y_G = 10.55$$

b/ L'excentricité

$$\begin{cases} e_x = X_R - X_G = 0.24 \\ e_y = Y_R - Y_G = 0.78 \end{cases}$$

VI .8.1.Evaluation et vérification des contraintes sous le radier

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est

triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

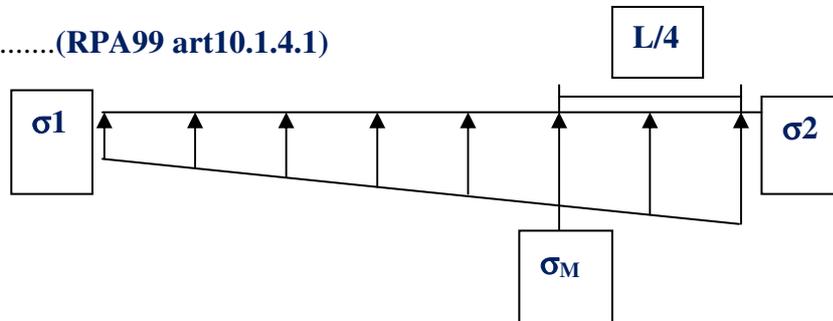
$$\sigma_{adm} = 1.33 \times \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \dots\dots\dots \text{(RPA99 art10.1.4.1)}$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \times V}{I}$$



N : effort normal dû aux charges verticales

Figure (VI.5) : Diagramme des contraintes

M : Moment dus aux charges verticales excentrées

VI.7.2. Vérification du soulèvement

Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M₀ : Moment sismique à la base de la structure.

T₀:L'effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'infrastructure. h = 3.2 m

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison 0,8G ± E.
- Aux contraintes de compression (tassement) maximales avec la combinaison G + Q + E

Tableau (VI.2): Vérification des contraintes de sol sous le radier

	0.8G ± E		G + Q + E	
	Longitudinal	Transversale	longitudinal	Transversale
N (KN)	27799,15	27799,15	40400,97	40400,97
M_{rad} (kN. m)	17915,951	37901,948	13373,833	38949,293

V (m)	10.5	9.72	10.5	9.72
Ir (m ⁴)	31570.1	33550.1	31570.1	33550.1
Sr (m ²)	672.5	672.5	672.5	672.5
σ_1 (kN/m ²)	205,6	194,2	150,15	67,68
σ_2 (kN/m ²)	92,6	104.05	141,8	75,9
σ_{moy} (kN/m ²)	176.9	171.66	148.06	69.87
σ_{adm} (kN/m ²)	279.3	279.3	279.3	279.3
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VI .8.3.Vérifications de la stabilité au renversement

D'après le **RPA l'article 10.1.5**. Le radier reste stable si : $e = M/N \leq B/4$

avec :

e : excentricité de la résultante des charges verticales

M : moment du au séisme

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.3) : Vérification de la stabilité au renversement

	0,8G ± E		G+Q+E	
	Longitudinal	Transversale	Longitudinal	Transversale
N(KN)	27799,15	27799,15	40400,97	40400,97
M(KN.m)	17915,951	37901,948	13373,833	38949,293
e= M/N(m)	0.64	1.36	0.33	0.96
L/4(m)	6.38	6.52	6.38	6.52
La condition	Vérifié	Vérifié	Vérifié	vérifié

✓ **Conclusion**

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

VI .8.4.Vérification de la stabilité au renversement du radier

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux

Le rapport $\frac{M_s}{M_r}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_r : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante :

$$M_r = M_0 + V \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure calculé dans le chapitre IV.

V : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'infrastructure dans notre cas c'est l'épaisseur de radier = 0.80m

$$M_{Sta,x} = 0.8 \times W \times b_x = 0.8 \times 36187,25 \times 11.35 = 328580.23 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sta,y} = 0.8 \times W \times b_y = 0.8 \times 36187,25 \times 11.55 = 334370.19 \text{ kN.m}$$

Et :

$$M_{Ren,x} = 37736,277 + 2055,72 \times 0.8 = 39380.85 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ren,y} = 37902,1766 + 2064,77 \times 0.8 = 39553.92 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = 5.28 > 1.5$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = 5.01 > 1.5$$

✓ **Conclusion**

le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1.5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

VI .8.5.Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

avec :

W: poids total du bâtiment à la base du radier :

$$W = W \text{ rad} + W \text{ voile périphérique} + W \text{ bât}$$

$$W = 33803.25 \text{ KN}$$

F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s = 1,5$.

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{KN} / \text{m}^3$).

Z: profondeur de l'infrastructure ($h = 3.06 \text{ m}$).

S: surface du radier ($S = 672.5 \text{m}^2$).

$$\Rightarrow F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 3.06 \times 672.5 = 30867.75 \text{ KN}$$

Donc :

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.9. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures 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**.

VI.9.1. Méthode de calcul

Le radier est assimilé à un plancher renversé chargé par la réaction uniforme du sol, il est composé de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés.

Le calcul se fera en flexion simple, en considérant la fissuration préjudiciable.

Les moments isostatiques seront déterminés à partir de la méthode proposée par les règles de **BAEL 91**.

a. Détermination des moments isostatiques

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

Avec :
$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

$$0 < \alpha < 0.4 \Rightarrow \text{la dalle porte sur un sens}$$

$$0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle porte sur deux sens}$$

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 :

- si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

-Moment en travée : ($M_{tx}=0,75.M_x$; $M_{ty}=0,75.M_y$)

-Moment sur appuis : ($M_{ax}=0,5.M_x$; $M_{ay}=0,5.M_x$)

- si le panneau considéré est un panneau de rive

-Moment en travée : ($M_{tx}=0,85.M_x$; $M_{ty}=0,85.M_y$)

-Moment sur appuis : ($M_x=0,3.M_x$; $M_y=0,3.M_x$)

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans la figure ci-jointe, où L_x est la plus petite dimension.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à 0,40

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$$

b- Évaluation des charges et surcharges

❖ à L'ELU : $v = 0$

$$Q_u = N_U / S_{rad} = 92957.6 / 672.5 = 138.2 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 138.2 \text{ KN/m}^2$$

❖ à L'ELS : $v = 0,2$

$$Q_{ser} = N_{ser} / S_{rad} = 67888.25 / 672.5 = 100.94$$

$$Q_{ser} = 100.94 \text{ KN/m}^2$$

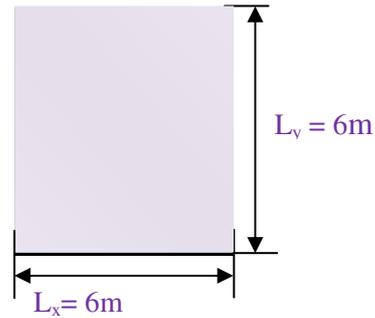


Figure (VI.6) : Le panneau le plus sollicité

Si : $0 < \rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.

$$M_x = q L_x^2 / 8$$

$$M_y = 0$$

Si : $0,4 < \rho < 1$; la dalle porte dans deux sens.

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

✓ **Pour les panneaux de rive**

- Moment sur appuis : $M_a = 0,30 M_0$
- Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$

✓ **Pour les panneaux intermédiaires**

- Moment sur appuis : $M_a = 0,50 M_0$
- Moment en travée : $M_t = 0,75 M_0$

1. Calcul des moments

➤ **ELU** : $v = 0$; $Q_u = 138.2 \text{KN/m}^2$

Tableau (VI.4) : Les moments à L'ELU

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	ρ	μ_x	μ_y	M_{ox} (KN. m)	M_{oy} (KN. m)
P	6	6	0.8	0.0596	0.5440	258.71	140.74

➤ **ELS** : $v = 0,2$; $Q_{ser} = 100.94 \text{KN/m}^2$

Tableau (VI.5) : Les moments à L'ELS

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	ρ	μ_x	μ_y	M_{ox} (KN. m)	M_{oy} (KN. m)
P	6	6	0.8	0,0661	0,6710	210,05	140,94

➤ **Escarpement maximal**

$S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}, 3h_r) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$

$S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm}, 4h_r) \Rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$

• **Calcul des armatures à L'ELU**

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec:

$b = 100 \text{ cm}, \quad h = 60 \text{ cm}, \quad d = 0.9h = 54 \text{ cm}, \quad f_{un} = 14.17 \text{ MPa}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.6) : Les armatures à L'ELU

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_u (KN.m)	219,90	77,61	119,63	42,22
μ_{bu}	0,053	0,019	0,029	0,010
$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	oui	Oui	oui	oui
A_s (cm ² /ml)	9.52	3.28	7,73	2,67
A_{smin} (cm ² /ml)	3.26	3.26	3.26	3.26

Choix des Ø	5HA25	5HA14	5HA20	5HA14
A _s adopté	15,70	10,05	10,05	10,05
Espacement	20	20	20	20

✓ Vérification à l'ELS

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

Dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Dans l'acier

On doit vérifier que : $\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \implies$
 201.6 MPa Fissuration préjudiciable.

Tableau (VI.7) : Vérification des panneaux de radier

	Sens	M _{ser} (kN. m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	Observation
Appuis	XX	63,02	7,64	256935,32	2,17	97,53	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}
	YY	42,28	7,64	256935,32	1,85	82,84	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}
Travée	XX	178,54	10,43	667569,89	5,43	201,13	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}
	YY	119,80	9,17	468177,95	4,48	201,22	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}

VI.9.2. Ferrailage du débord du radier

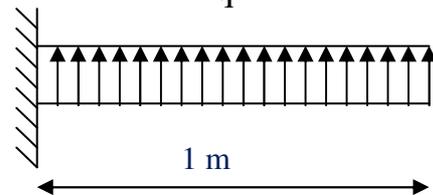
Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L= 0.40 m, le calcul de Ferrailage sera pour une bande de largeur égale à un 1 mètre.

avec :

h=0,30m, b=1m, d=0,9h=0,27m

Le ferrailage sera fait en flexion simple et en Fissuration préjudiciable.

q



➤ Pourcentage minimal :

✓ Condition de non fragilité :

$A_{min} = 0.23.b. d. f_{t28}/f_e = 3.26 \text{ cm}^2$

Figure (VI.7) :Schéma statique du débord

➤ **L'ELU :**

$$M_{\max} = q_u L^2 / 2 = 138.5 \times (0.6)^2 / 2$$

$$M_{\max} = 24.93 \text{ kN.m}$$

Tableau (VI.8) : Choix des armatures à L'ELU

M_u (kN.m)	A_s (cm ² /ml)	A_{smin} (cm ² /ml)	choix	A_s adopté (cm ²)	S_t (cm)	A_r (cm ²)
24.93	0.66	3.26	5HA12	5.65	20	1.06

➤ **L'ELS :** (fissuration préjudiciable)

$$M_{\max} = q_s L^2 / 2 = 100.94 \times (0.6)^2 / 2$$

$$M_{\max} = 36.33 \text{ kN.m}$$

Tableau (VI.9) : Choix des armatures à L'ELS

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ² /ml)	A_{smin} (cm ² /ml)	choix	A_s adopté (cm ²)	S_t (cm)	A_r (cm ²)
36.33	0.50	3.26	5HA12	5.65	20	1.16

NB : Le ferrailage du débord sera fait par prolongement des armatures adoptées pour les panneaux.

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_b = \frac{Vu}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right\} \\ V_u = q_u \cdot L = 138.5 \times 0.6 = 83.1 \text{ KN} \\ \tau_u = \frac{v_{u\max}}{bd} = \frac{67840}{1000 \times 360} = 0.19 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = 2.5 \text{ MPA} \\ \tau_u = 0.19 \text{MPa} < 2.5 \text{ MPA} = \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

✓ **conclusion**

Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires. Le débord est coulé sans reprise du bétonnage donc l'armature transversale n'est pas nécessaire.

✓ Ferrailage

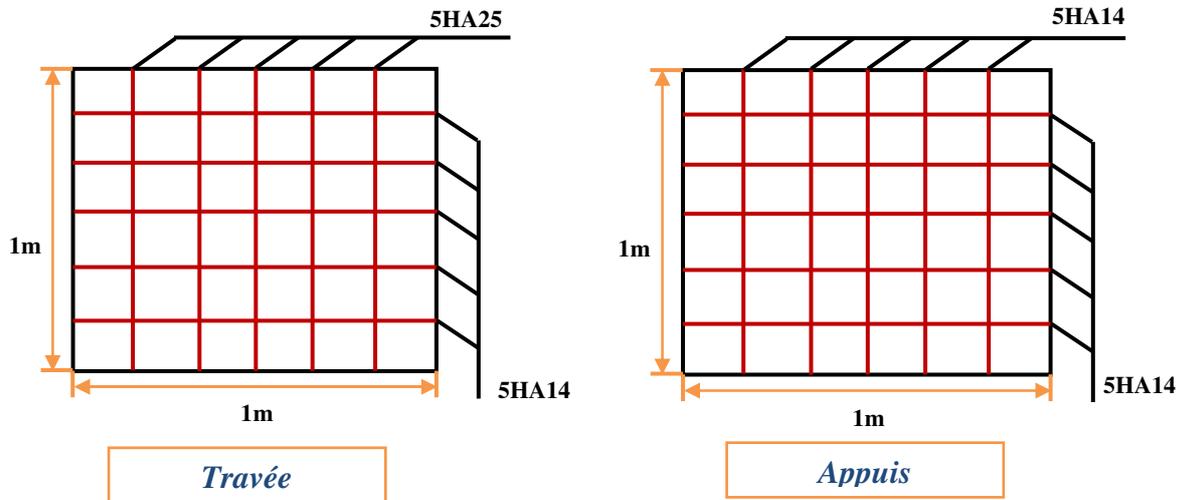


Figure (VI.8): ferrailage du RADIÉ

VI .9.3. Ferrailage des poutres (nervures)

Ce sont des poutres disposées le long de radier, elles servent pour but de reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

Les dimensions de ces poutres sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 80\text{cm} \\ b = 55\text{cm} \end{array} \right.$$

Tel que: la largeur du poteau le plus large est de 55cm

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens, soit la file E dans le sens

XX et la file D dans le sens YY.

1) Transmission des charges des dalles aux poutres

Pour calculer ces poutres on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens ainsi pour déterminer les sollicitations en utilisons la méthode des lignes de rupture. Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encastré sur son contour (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes droites) se composent de tronçons :

- formant un angle de 45° avec les rives du panneau
- ou parallèles à son grand coté.

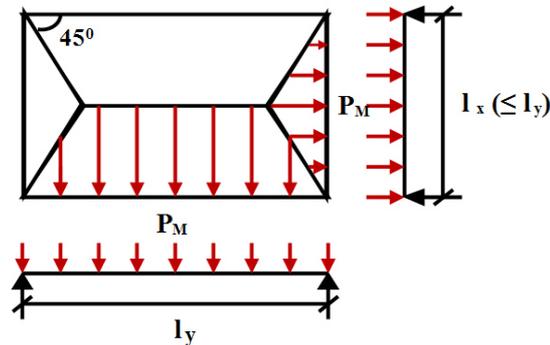


Figure (VI.9) : Schéma de statique de panneau

On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées des poutres :

P_M : produisant le même moment fléchissant à mi-travée de la poutre de référence par la dalle, pour un panneau les expressions de P_M sont les suivants :

Tableau (VI.10) : Expression de P_M

	Élément	Trapèze	Triangle
$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.8$	P_M	$\left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \frac{PL_x}{2}$	$\frac{PL_x}{3}$

✓ **Remarque**

pour deux panneaux, de part et d'autre de la poutre considérée, les charges réparties déterminées précédemment pour chacun des panneaux contigus s'additionnent.

➤ **ELU**

✓ **Sens X-X**

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file **D**

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau (VI.11) : Détermination des efforts Sens X-X

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P_{M1} (KN/ml)	P_{M2} (KN/ml)	P_M (KN/ml)
A—B	0.67	0.64	150.5	80.27	80.27	160.53
B—C	0.67	0.64	150.5	80.27	80.27	160.53
C—D	0.67	0.64	150.5	80.27	80.27	160.53
D—E	0.83	0.80	150.5	100.33	100.33	200.67
E—F	0.83	0.80	150.5	100.33	100.33	200.67

✓ Sens Y-Y

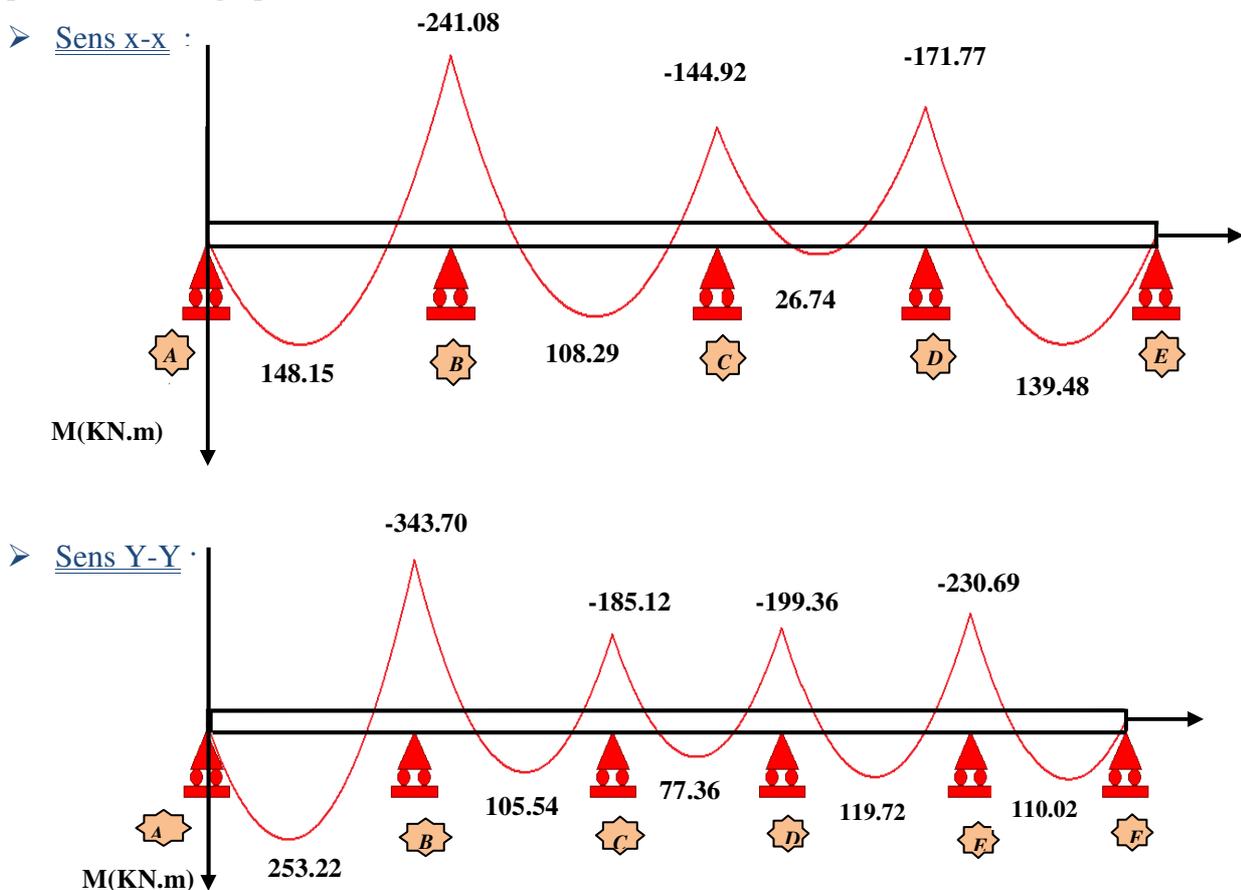
On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file 5

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau (VI.12) : Détermination des efforts Sens Y-Y

travée	α_1	A_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
1-2	0.83	0.83	150.5	115.94	115.94	230.88
2-3	0.80	0.80	150.5	118.39	118.39	236.7
3-4	0.83	0.83	150.5	115.94	115.94	230.88
4-5	0.88	0.83	195.3	263.68	273.84	233.66
5-6	0.98	0.95	195.3	275.52	312.20	230.65
6-7	0.92	0.98	195.3	310.54	294.11	210.66

A partir de logiciel RDM 6 on tire les valeurs sur appuis et travée au long de la poutre sont présentés sur le graphe suivant :



fig(VI.10):Diagrammes des moments fléchissant

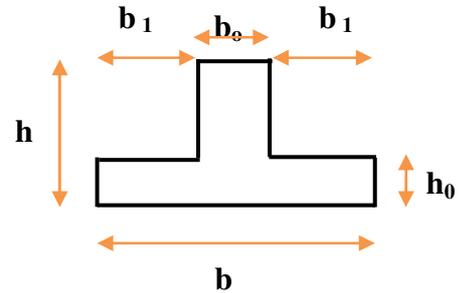
❖ Dimensionnement des nervures

La section de la nervures est considérée comme une section en T avec :

$$b = 2 b_1 + b_0 \quad \Rightarrow \quad b_0 = 55 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \begin{cases} \frac{L_x}{2} = \frac{600}{2} = 300 \text{ cm} \\ \frac{L_y}{10} = \frac{600}{10} = 60 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow b_1 = 60 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b = 175 \text{ cm}$$



alors : $\Rightarrow b = 1.75\text{m}$

figure(VI.11): Dimensions de nervure

❖ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 10.65\text{cm}^2$$

❖ Armatures longitudinales

Le calcul de ferrailage pour une semelle rigide se fait à la flexion simple
On calcule les armatures avec le moment maximum aux appuis et en travée.

Avec :

$$d = 0,9h = 72\text{cm}, \quad C = 2 \text{ cm}, \quad h = 80\text{cm}, \quad M_{tu} = 3514.40\text{KN.m}$$

$M_{tu} > M_u \Rightarrow$ Le calcul se fera pour une section rectangulaire.

Le ferrailage adopté est résumé dans le tableau suivant :

➤ Sens X-X

Tableau (VI.13) : Détermination des efforts Sens X-X

Zone	M (KN.m)	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	Choix des barres	$A_{\text{adopté}}$
Appuis	241.08	10.41	10.60	4HA16+4HA14	14.20
Travée	148.15	6.36	10.60	4HA16+4HA14	14.20

➤ Sens Y-Y

Tableau (VI.14) : Détermination des efforts Sens Y-Y

Zone	M (KN.m)	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	Choix des barres	$A_{\text{adopté}}$
Appuis	343.70	14.94	10.60	4HA16+4HA16	16.08
Travée	253.22	10.95	10.60	4HA16+4HA14	14.20

❖ **Armatures transversales**

$$\phi_t = \frac{\phi_{Lmax}}{3} = \frac{\phi_{16}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33mm \implies \text{On choisie 2cadre de } \square 8$$

❖ **Espacement minimal**

{ Selon le **BAEL91** : $S_t \leq \min(0,9d, 40cm) = 40cm$
 Selon le **RPA 2003** : En zone nodale et en travée :

$$S_t \leq \min(h/4, 12\phi_L) = \min(18.75, 19.2) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(18.75, 19.2) \text{ cm} = 18.75 \text{ cm}$$

En dehors de la zone nodale $S_t \leq h/2 = 37.5cm$

On prend

- En zone nodale et en travée : $S_t = 15cm$
- En dehors de la zone nodale (zone courante) : $S_t = 20cm$

❖ **Vérification**

• **A l'ELU**

1) *Condition de non fragilité*

$$A_{min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_{ct}) \implies A_{min} = 10.60cm^2$$

2) *Vérification de l'effort tranchant*

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

➤ **Sens X-X**

($Tu^{max} = 370.22KN$) ; donc il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 5MPa) = 3.33MPa$ (Fissuration peu nuisible)

$$\tau_u = \frac{370.22}{1.30 \times 0.675} = 421.90 \text{ KN/m}^2 = 0.42 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.42mpa \leq 3.33mpa \dots\dots\dots C.V$

➤ **Sens Y-Y**

($Tu^{max} = 458.47KN$) donc il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 5MPa) = 3.33MPa$ (Fissuration peu nuisible)

$$\tau_u = \frac{458.47}{1.30 \times 0.675} = 522.47 \text{ KN/m}^2 = 0.522MPa$$

$\tau_u = 0.522mpa \leq 3.33mpa \dots\dots\dots C.V$

• A'ELS

1) Contrainte de compressions dans le béton

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$
 Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

➤ Sens X-X

Tableau (VI.15) : Détermination des efforts Sens X-X

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Appuis	176.98	14.20	3.24	15	C.V
Travée	108.14	14.20	1.54	15	C.V

➤ Sens Y-Y

Tableau (VI.16) : Détermination des efforts Sens Y-Y

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Appuis	253.22	16.08	3.39	15	C.V
Travée	184.84	14.20	2.64	15	C.V

2) Etat limite d'ouverture des fissures

Il faut vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa}$

Avec : $\sigma_s = 15 \cdot K (d-y)$

➤ Sens X-X

Tableau (VI.17) : Détermination des efforts Sens X-X

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Appuis	176.98	14.20	197.65	201.63	C.V
Travée	108.14	14.20	94.22	201.63	C.V

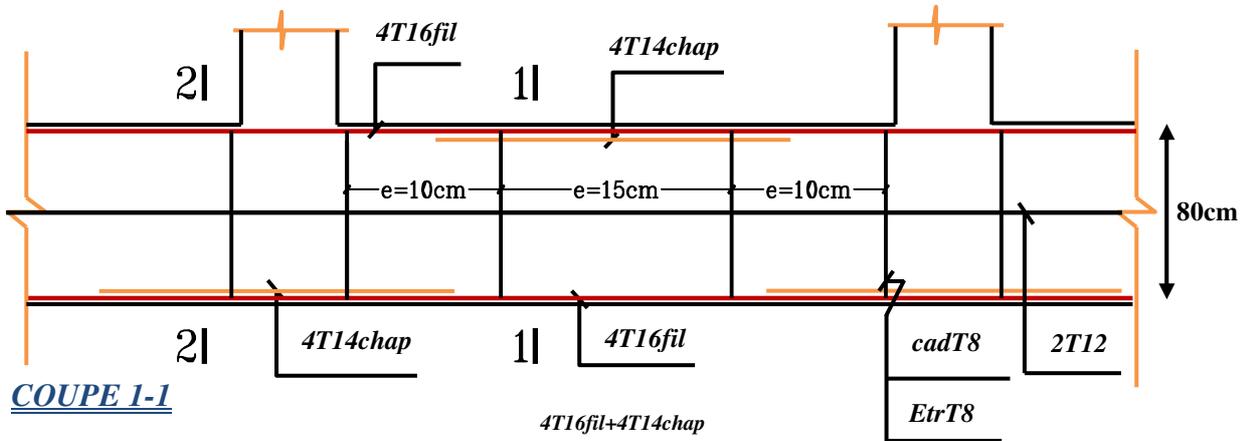
➤ Sens Y-Y

Tableau (VI.18) : Détermination des efforts Sens Y-Y

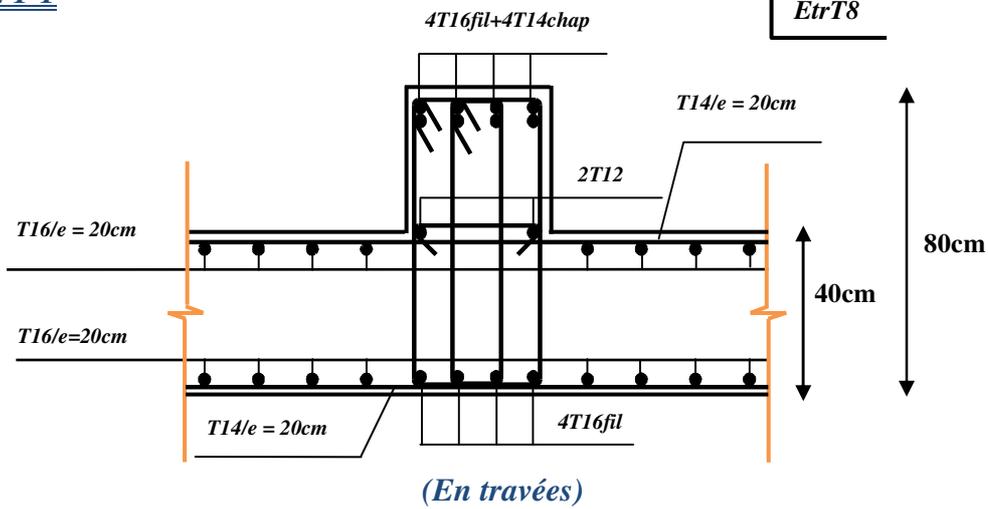
	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Appuis	253.22	16.08	193.03	201.63	C.V
Travée	184.284	14.20	161.05	201.63	C.V

- Schéma de ferrailage de la nervure

NERVURE

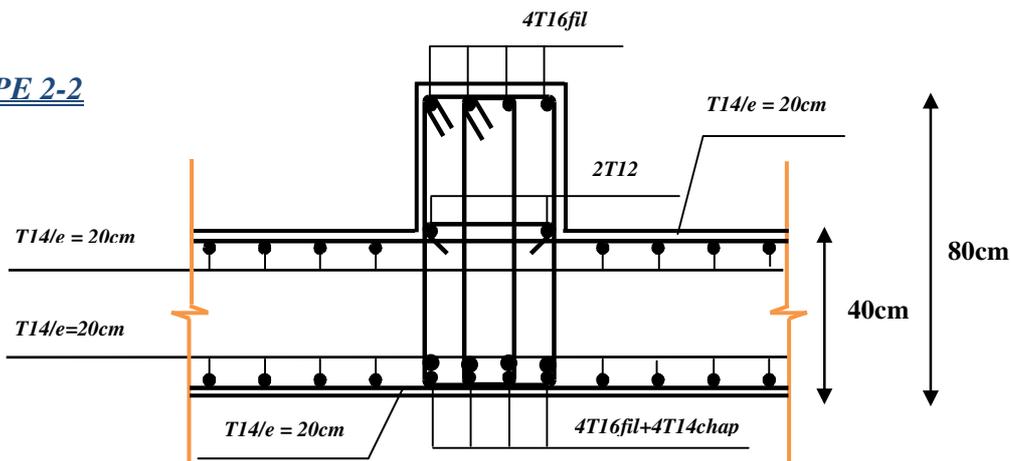


COUPE 1-1



(En travées)

COUPE 2-2



(Sur appuis)

Figure (VI.12): ferrailage de la nervure

VI.10. Etude de voile périphérique

VI.10.1.Introduction

D'après le **RPA 99** les ossatures au-dessous du niveau de base doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Le voile périphérique est une paroi verticale en béton armé, rectiligne effectué sur une profondeur de **3.06 m**, il assure à la fois un bon encastrement et bonne stabilité de l'ouvrage ainsi qu'il limite les tassements différentielle a une valeur acceptable.

VI.9.2 .Dimensionnement par la R.P.A 99 « Art: 10.1.2 »

Les voiles doivent avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur ≥ 15 cm
- Les armatures sont de deux nappes

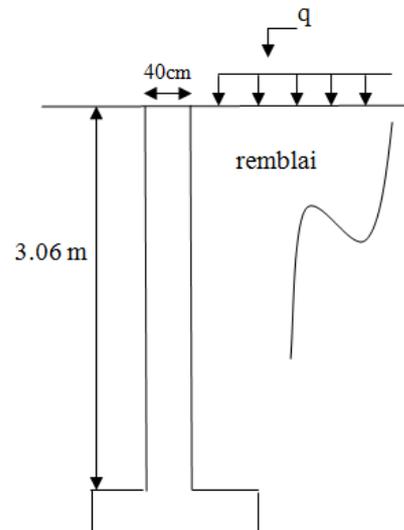
Donc on adaptera une épaisseur de **20 cm**

- Le pourcentage minimum est de **0,1 %** dans les deux sens
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.10.3. Caractéristique du sol

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- Le poids spécifique : $\gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3$
- L'angle de frottement interne : $\varphi = 20^\circ$
- La cohésion : $c = 0 \text{ KN/m}^2$
- Épaisseur $e = 20 \text{ cm}$
- Hauteur : $h = 3.06 \text{ m}$
- Longueur $L = 25.55 \text{ m}$



Figure(VI.13) : Dimension du voile périphérique

a) Poussée due aux terres

$$\sigma_h = K_a \cdot \gamma_h \cdot H$$

Avec :

σ_h = contrainte horizontale .

γ_h = Le poids volumiques du sol humide : $\gamma_h = 18 \text{ KN/m}^3$

K_a : coefficient de poussée des terres au repos ; $k_a = 0.49$

tel que : $k_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,49$

avec :

$$\begin{cases} H=0\text{m} & \implies \sigma_h = 0\text{kN/m}^2 \\ H=3.06\text{m} & \implies \sigma_h = 0.49 \cdot 18 \cdot h \end{cases}$$

$$\implies \sigma_h = 33.48 \text{ kN/m}^2.$$

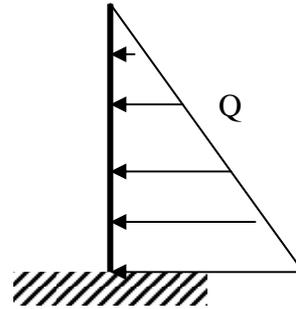


Figure (VI.14) :Schéma statique

b) Poussée due aux surcharges

Une contrainte éventuelle d'exploitation ; $q = 5\text{KN/m}^2$

avec:

$$\sigma_q = K_o \cdot q = 0.49 \times 5 = 2.45 \text{ KN/m}^2.$$

VI .9.5. Méthode de calcul

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calculé comme étant une dalle appuyée sur quatre côtes.

✓ Contrainte totale

➤ ELU

$$\begin{cases} \sigma_u = 1.35\sigma_{h(0)} + 1.5\sigma_q = 3.68 \text{ kN/m}^2 & \implies \sigma_{\min} \\ \sigma_u = 1.35\sigma_{h(3.06)} + 1.5\sigma_q = 48.88 \text{ kN/m}^2 & \implies \sigma_{\max} \end{cases}$$

donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = 26.28 \text{ kN/m}^2$$

➤ ELS

$$\begin{cases} \sigma_{\text{ser}} = \sigma_{h(0)} + \sigma_q = 2.45\text{kN/m}^2 & \implies \sigma_{\min} \\ \sigma_{\text{ser}} = \sigma_{h(3.06)} + \sigma_q = 35.93\text{kN/m}^2 & \implies \sigma_{\max} \end{cases}$$

donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = 19.19 \text{ kN/m}^2$$

VI .10.6. Ferrailage du voile

Pour le ferrailage de la paroi on prend sera calculé pour le panneau le plus sollicité en flexion simple avec une fissuration préjudiciable, le calcul se fait pour une bande de 1 m

$$L_x = 5.9 \text{ m} \quad L_y = 6 \text{ m} \quad ; \quad b = 100\text{cm} \quad ; \quad h = 40\text{cm}$$

donc :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.98m ; 0.4 \leq \alpha \leq 1 \implies \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

On utilise les tableaux de **BAEL 91** pour déterminer les coefficients μ_x et μ_y en fonction du rapport de ρ et du coefficient de poisson.

$$\checkmark \text{ ELU } \begin{cases} \rho = 0.80 \\ v = 0 \end{cases} \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0608 \\ \mu_y = 0.5274 \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ ELS } \begin{cases} \rho = 0.80 \\ v = 0.2 \end{cases} \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0672 \\ \mu_y = 0.6580 \end{cases}$$

Calcule les moments fléchissant par les formules suivantes :

Calcul des moments : m_x et m_y

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q l_x^2 & \implies (\text{bonde parallèle } L_x) \\ M_y = \mu_y M_x & \implies (\text{bonde parallèle } L_y) \end{cases}$$

➤ **ELU**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q l_x^2 & \Rightarrow M_x = 10.58 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y M_x & \Rightarrow M_y = 5.57 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **ELS**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q l_x^2 & \Rightarrow M_x = 3.15 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y M_x & \Rightarrow M_y = 2.08 \text{ kN.m} \end{cases}$$

VI.10.7. Calcul du sollicitations

✓ **En travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x & \Rightarrow M_{tx} = 8.99 \text{ kN.m} . \\ M_{ty} = 0,85 M_y & \Rightarrow M_{ty} = 4.73 \text{ kN.m} \end{cases}$$

✓ **En appui**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = M_{ay} = 4.5 \text{ kN.m}$$

VI.10.8. Le ferrailage

- ✓ Selon le **RPA2003 (Art. 10.1.2)**, le pourcentage minimal des armatures et de 0.1% dans les deux sens et en deux nappes ce qui nous donne :

$$A_{RPA} = 0,1.b. h /100 = 0,1.100.20 /100 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ Selon le **BAEL 91**; le ferrailage minimal est de :

$$A_{\min} = 0,0008.b. h = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Calcul des armatures**

✓ **Armatures minimales**

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 2,055 \dots \text{cm}^2 \dots \dots \dots C.N.F ; \\ A_{\min} = 0,1 \times b \times h = 2 \dots \text{cm}^2 \dots \dots \dots R.P.A 99/VER 2003. \end{cases}$$

Soit :

$$\begin{cases} A_{tx} = A_{ty} = 5HA10 = 5,5 \text{ cm}^2 \\ A_{ax} = A_{ay} = 5HA10 = 5,5 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ **ELU**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.19) : Ferrailage du voile à L' ELU

	Sens XX (vertical)		Sens YY (horizontal)	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
Armatures longitudinales				
M _u (kN.m)	6.42	18.18	2.23	6.32
A _v (cm ² /ml)	1.04	2.97	0.36	1.02
A _{s*8min} (cm ² /ml)	2	2	2	2
Choix de Φ	5HA12	5HA12	5HA10	5HA10
A _s adopté (cm ²)	5.65	5.65	3,93	3,93
Armatures transversales				
A _H (cm ²)	1.41	1.41	0.98	0.98
Choix de Φ	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
A _H adopté (cm ²)	2.51	2.51	2.51	2.51

VI.10.9.Vérification des contraintes tangentielles à l'ELU

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u = \frac{P_i.L}{2} = \frac{26.28 \times 3.06}{2} = 40.20 \text{ kN}$$

$$\tau_u \leq \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; \quad \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} 0,2 \frac{f_{ci}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases} \quad ; \quad \tau_u = V_u / b_0.d$$

❖ Armatures transversales

Aucune armature transversale n'est requise car:

- la dalle est coulée sans reprise de bétonnage
- la contrainte de cisaillement conventionnelle vérifiée la condition suivant :

$$\tau_u = \frac{40.20 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0.23 \text{MPa} \leq \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,15} = 1.52 \text{MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

VI.10.9.1. Vérification des contraintes à l'ELS

❖ *Vérifications des contraintes dans le béton*

Le calcul se fait selon les règles de CBA93 et BAEL91, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{Mpa}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$).

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{Avec : } \left\{ I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \right\} \quad (\text{Moment d'inertie})$$

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + n(A + A')y - n(Ad - A'd) = 0 \quad Y : \text{position de l'axe neutre}$$

❖ *Vérifications des contraintes dans l'acier*

Contraintes maximale de traction de l'acier $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.20) : Vérification des contraintes à L'ELS

	position	M _{ser} (kN.m)	A (cm ²)	σ _b (Mpa)	σ _b ⁻ (Mpa)	σ _s (Mpa)	σ _s (Mpa)	σ _{bc} < σ _{bc} ⁻ σ _s ≤ σ _s ⁻
Sens XX	Appuis	5.01	5.65	1,29	15	54,00	201.6	C.V
	Travée	14.20	5.65	3,65	15	153,06	201.6	C.V
Sens YY	Appuis	2.56	3,93	0,76	15	39,13	201.6	C.V
	Travée	7.26	3,93	2,15	15	110,96	201.6	C.V

Le ferrailage obtenu est représenté dans la figure suivante :

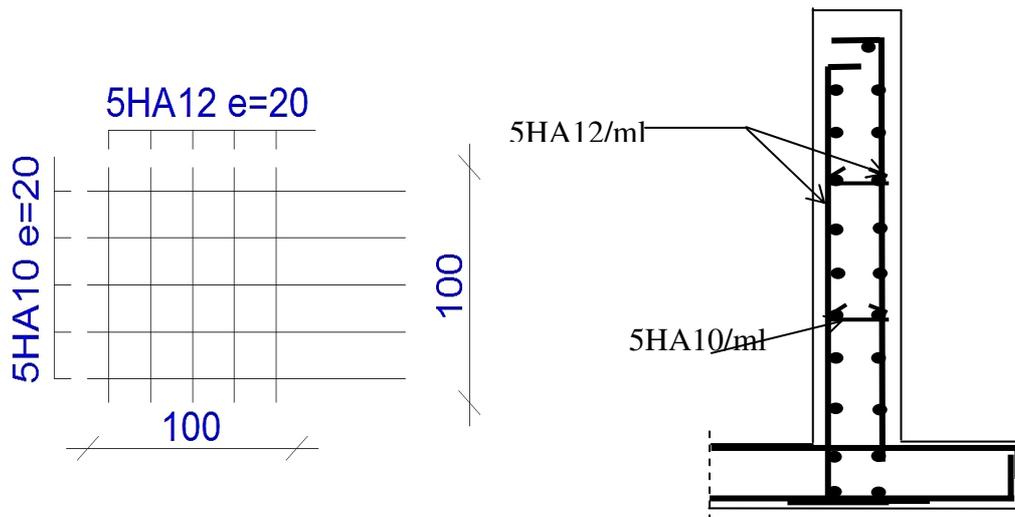


Figure (VI.15) :Schéma Ferrailage de voile périphérique

❖ **Conclusion**

- ✓ *la reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, ensuite trancher sur le type de fondation.*
- ✓ *le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges prévenant de la structure.*

Conclusion

Ce Projet de Fin d'Etudes a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, notamment par la découverte des multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique et de son application. Cette expérience nous a aidées à mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements en vigueur.

Il nous a également permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'ingénieur en bureau d'études. En particulier la capacité à émettre un regard critique et à essayer d'aller dans le détail quand les choses ne sont pas claires. Même si le travail effectué lors de ce Projet de Fin d'Etude n'a pas, dans l'absolu, répondu à toutes les questions que nous nous sommes posées, il nous a néanmoins permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation et d'engager des échanges avec des ingénieurs de bureaux d'études ou des bureaux de contrôle car par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on arrivera à avancer.

On souhaite que ce modeste travail soit à la hauteur et qu'il servira les promotions futures.

Bibliographie

Bibliographie

➤ *Documentation*

- ✓ B.A.E.L91 Béton Armé à l'état limite.
- ✓ Pratique de B.AE.L91 cours avec exercices corrigés.
- ✓ Cours de l'université.
- ✓ Mémoires de fin d'études.
- ✓ Code de béton armé (CBA93).

➤ *Livres*

- ✓ Calcul dynamique des structures en zones sismiques.....ALAIN CAPRA.
- ✓ Conception et calcul des structures de bâtiment..... HENRY THONIER.
- ✓ Construction en zone sismique.....VICTOR DAVIDOVICI.
- ✓ Pratique du BAEL91 (Cours avec exercices corrigés).....Jean Perchat –Roux

➤ *Règlements utilisés*

- ✓ Document technique réglementaire (DTR Bc 22 : Charges et surcharges).
- ✓ Règlement Parasismique Algérien RPA99 (version 2003).
- ✓ Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.
- ✓ Document technique réglementaire (DTR Bc2.331 : règles de calcul des fondations superficielles).
- ✓ Norme : NF P94-056.1996,NFP-94-093.

➤ *Logiciels utilisés*

- ✓ CSI ETABS V 9.7.4
- ✓ SOCOTEC
- ✓ AutoCAD 2016
- ✓ Microsoft Word 2010
- ✓ Microsoft Excel 2010
- ✓ RDM 6

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طوابق متنوعة (تجاري, إداري, سكني) تتألف من طابق التحت ارضي + طابق ارضي سفلي + 6 طوابق , يتم انجازها بولاية البويرة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **Ila** حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003) .

مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات, الأعمدة و الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (ETABS).

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبنائة صمم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر .

(BAEL 91 modifié 99, CBA 93 et RPA 99 modifié 2003)

للتحقق من نتائج التسليح استعنا بواسطة برنامج ألي **SOCOTEC**.

دراسة الطوابق المشكلة لقاعدة البناية مرحلة من مراحل هذا المشروع.

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage multiple (commercial, administrative et habitation) composée d'un RDC + 6 étages + sous-sol qui sera implanté dans la wilaya du **bouira** , classée en zone **IIa** selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles de contreventement.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été menées par le logiciel **ETABS**.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants est conforme aux règles applicables en vigueur à savoir (**CBA 93, BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003**).

Pour le calcul et la vérification du ferrailage des portiques nous avons utilisées le logiciel (**SOCOTEC**).

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

Summary

The aim of this study is the conception of structure used for commerce, administration and. It compose of R + 6 stories +one underground that will be established in **Bouira** state which is classified in zone **IIa** according to the Algerians rules against of quake (**RPA99version2003**).

The stability of the structure is ensured by the beams, columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software **ETABS**.

The calculations of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in famous strengths in Algeria (**CBA 93, BAEL91 modified 99, RPA99 -Version 2003**).

About the checking of reinforcement we used software **SOCOTEC**.

At the end, the study of the elements of the underground, namely the foundations, also part from this project.