



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES  
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

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

**Spécialité : Génie Civil**

**Option : Structures**

**Présenté par :**

**LARIBI WALID  
FETTENE AHMED**

*Sujet de mémoire*

**Etude d'un hôtel (R+6) en béton armé  
situé à Mostaganem**

*Soutenu publiquement le 25/10/2020 devant le jury composé de :*

Mr. BEKKI HADJ

Président

Mme. DRAOUI AICHA

Rapporteur

Mr. SERBAH BOUMEDIENE

Examineur

Mme. RENNAK ZOHRA

Examineur

**PROMOTION : 2019/2020**

# **R**emerciements

**A**vant tout, nous tenons à remercier " Allah " le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener a terme ce travail.

**N**ous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

**N**ous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre Encadreur Mme DRAOUI AICHA, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail

**A**insi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus a notre travail, sans oublier de remercier tous les enseignants qui nous ont formé.

**N**ous remercions, en particulier, Mr Mimouni ainsi que Mme mimouni de ses précieuses aide.

**O**n remercie également les personnes qui nous soutiennent et nous encouragent de Prêt idriss et nourredine et de tous nos chers amis ou de loin.

## **Résumé**

Ce projet présente une étude détaillée d'un hôtel constitué de six étages, implanté à Mostaganem classée en zone sismique (II). Le calcul est effectué en utilisant les règlements de calcul et de vérifications du béton armé B.A.E.L 91 modifié 99, le règlement parasismique Algérien RPA99V/2003 et le DTR des charges et des surcharges.

Notre objectif consiste à atteindre un état de résistance adéquat ; en déterminant les meilleures dimensions (coffrage et ferrailage) suffisantes pour les différents éléments de la structure en tenant compte le coté économique.

Cette étude se compose de quatre parties :

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

Dans la deuxième partie, nous nous intéressons à l'étude des planchers et des éléments secondaires (acrotère, balcon, escaliers, dalle d'ascenseur).

Dans la troisième partie, il s'agit de l'étude dynamique du bâtiment. Pour ce faire, le logiciel ETABS a été choisi pour modéliser et analyser ce bâtiment. Les résultats déterminés concernent les informations dynamiques (périodes propres du bâtiment, efforts tranchants à la base, ...) ainsi que les différentes sollicitations dues au chargement appliqué.

En fin, l'étude des éléments résistants de la structure (portiques, voiles, et infrastructure) sous les différentes combinaisons exigées par les codes en vigueur.

**Mots clés :** Hôtel, Béton armé, ETABS, Règlements (BAEL, RPA), Étude dynamique, Éléments résistants.

## ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة مفصلة لفندق يتكون من ستة طوابق، ويقع في MOSTAGANEM ويصنف على أنه منطقة زلزالية (II). يتم الحساب باستخدام قواعد الحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة B.A.E.L 91 المعدلة 99 واللائحة الزلزالية الجزائرية 2003 / RPA99V و DTR للأحمال والرسوم الإضافية.

هدفنا هو تحقيق حالة من المقاومة الكافية ؛ من خلال تحديد أفضل الأبعاد (صب الخرسانة والتعزيز) لعناصر مختلفة من الهيكل مع مراعاة الجانب الاقتصادي.

تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء:

يتعلق الجزء الأول بالتوصيف العام للمشروع مع عرض خصائص المواد ، ثم تحديد البعد المسبق للهيكل وأخيراً تناقص الأحمال.

في الجزء الثاني ، نحن مهتمون بدراسة الأرضيات والعناصر الثانوية (حافة السطح ، شرفة ، الدرج ، لوح المصعد). في الجزء الثالث، إنها الدراسة الديناميكية للمبنى للقيام بذلك، تم اختيار البرنامج ETABS لنمذجة وتحليل هذا المبنى تتعلق النتائج المحددة بالمعلومات الديناميكية (فترات المبنى الخاصة، قوى القص في القاعدة، وما إلى ذلك...) بالإضافة إلى الضغوطات المختلفة بسبب التحميل المطبق.

أخيراً ا دراسة العناصر المقاومة للهيكل (الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة والبنية التحتية) تحت المجموعات المختلفة التي تتطلبها القوانين السارية.

الكلمات المفتاحية: الفندق، الخرسانة المسلحة، ETABS، القواعد ( RPA ،BAEL ) ، دراسة ديناميكية، عناصر مقاومة.

## **Abstract**

This project presents a detailed study of a hotel consisting of a six floors, located in Mostaganem classified as seismic zone (II). The calculation is carried out using the calculation and verification rules of reinforced concrete B.A.E.L 91 modified 99, the Algerian seismic regulation RPA99V / 2003 and the DTR of the loads and surcharges.

Our goal is to achieve a state of adequate resistance; by determining the best dimensions (formwork and reinforcement) sufficient for the different elements of the structure taking into account the economic side.

This study consists of four parts:

The first part concerns the general description of the project with the presentation of the characteristics of the materials, then the pre-dimensioning of the structure and finally the descent of loads.

In the second part, we are interested in the study of floors and secondary elements (acroterion, balcony, stairs, elevator slab)

In the third part, it is the dynamic study of the building. To do this, the software ETABS was chosen to model and analyze this building. The determined results concern the dynamic information (the building's own periods, shearing forces at the base, etc.) as well as the various demands due to the loading applied.

Finally, the study of the resistant elements of the structure (gantry, reinforced concrete wall, and infrastructure) under the different combinations required by the codes in force.

Keywords: Hotel, Reinforced concrete, ETABS, Regulations (BAEL, RPA), Dynamic study, Resistant elements.

## Notations et symboles

<b>Symboles</b>	<b>Signification</b>
E.L.S	Etat Limite De Service
E.L.U	Etat Limite Ultime
Cte	Valeur Constance
$A_s$	Section D'aciers
$A_s'$	Section D'aciers Comprimés
$A_{max}, A_{min}$	Section D'acier Maximale Et Minimale
A.N	Axe Neutre
$A_s$	Armatures Supérieures
$A_t$	Section D'un Cours D'armatures Transversales
$B_r$	Section Réduite
$B_0$	Section Homogène Totale
$E_s$	Module D'élasticité
$f_{bc}$	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton
G	Action Permanente
$I_0$	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène
$M_a$	Moment Sur Appui.
$M_{ser}$	Moment Fléchissant A L'E.L.S
$M_u$	Moment Fléchissant A L'E.L.U
$M_{ox}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé
$M_{oy}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A $l_y$
$N_{ser}$	Effort Normal De Service
$N_u$	Effort Normal Ultime
$p_{ser}$	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S
$P_u$	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U
$V_u$	Effort Tranchant A L'.L.U
A	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale

a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau
B	Largeur D'une Table De Compression
$B_0$	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T
$b_1$	Largeur d'une aile de tension en T
D	hauteur utile d'une section
$e_0$	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton
$f_{c28}$	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier
$f_{tj}$	Résistance conventionnelle à la traction du béton à j jour
$f_{t28}$	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 j
h	Hauteur totale d'une section
$h_0$	Hauteur d'une table de compression
i	rayon de giration
$l_a$	Portée d'ancrage
$l_f$	hauteur de flambement
$l_i$	Portée de travée
$l_x$	Longueur de recouvrement
$l_s$	Longueur de scellement
$l_0$	Longueur fictive
$\eta = 1,5$	coefficient d'équivalence
$S_t$	Espacement des armatures transversales
$\epsilon_{cb}$	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
$\epsilon_s$	Allongement relatif des aciers tendus
$\epsilon_{sc}$	Raccourcissement relatif des aciers comprimé
$\epsilon_{si}$	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul ( $f_e / \gamma_s$ )
$\lambda$	Élancement géométrique

$\mu$	Coefficient de frottement acier /béton
$\nu$	Coefficient de poisson ; effort normal réduit
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression du béton
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
$\sigma_s$	Contrainte de traction de l'acier
$\overline{\sigma}_s$	Contrainte limite des aciers tendus à L'EUS
$\tau_{su}$	Contrainte d'adhérence limite
$\tau_u$	Contrainte tangentielle conventionnelle
$\emptyset$	Diamètre d'une barre
$\emptyset_l$	Diamètre d'une barre longitudinale
$\emptyset_t$	Diamètre d'une barre transversale
$\psi, \psi'$	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes
$\psi_s$	Coefficient de scellement



## LISTE DES FIGURES

### Chapitre I

<b>Figure I.1</b> Vue en élévation .....	03
<b>Figure I.2</b> : Mur simple cloison et double cloison .....	05
<b>Figure I.3:</b> Évaluation de $f_{cj}$ en fonction.....	06
<b>Figure I.3:</b> Éprouvette 16x32 .....	06
<b>Figure I.4:</b> Diagramme contraintes-déformations du béton (E.L.U) .....	08
<b>Figure I.5.</b> Diagramme contraintes – déformations de l'acier .....	10

### Chapitre II

<b>Figure II.1</b> Plancher à corps creux .....	13
<b>Figure II.2</b> Coupe d'un plancher à corps creux .....	15
<b>Figure II.3</b> Schéma du voile.....	19

### Chapitre III

<b>Figure III .1</b> Principe de calcul de l'effort tranchant .....	
<b>Figure . III 2</b> Valeurs admissibles (travée intermédiaire) .....	
<b>Figure .III 3</b> Valeurs admissibles (travée de rive) .....	26
<b>Figure III.4:</b> section en T.....	36
<b>Figure III.5:</b> Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.....	40
<b>Figure III.6:</b> Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants et RDC .....	46
<b>Figure III.7</b> : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables .....	51
<b>Figure III.8</b> : Dessin de ferrailage des poutrelles de terrasse .....	57
<b>Figure III.9</b> : ferrailage de la dalle de compression.....	57

### Chapitre IV

<b>Figure IV.1</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère .....	64
<b>Figure IV.4.</b> Vue en plan de l'escalier.....	65
<b>Figure IV.</b> Coupe de l'escalier console .....	66
<b>Figure IV.5:</b> Schéma statique d'un palier console .....	69
<b>Figure IV.6:</b> Escalier console .....	70
<b>Figure IV.6.2:</b> Ferrailage de l'escalier .....	71
<b>Figure IV.7</b> : Schéma statique du balcon.....	74

<b>Figure IV.8</b> Ferrailage du balcon .....	76
<b>Figure IV.9</b> : Schéma d'un ascenseur.....	79
<b>Figure IV.10:</b> Schéma de principe de l'ascenseur .....	80
<b>Figure. IV.11:</b> Répartition des charges.....	83
<b>Figure. 12:</b> Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle .....	83
<b>Figure IV.13:</b> Dessin montrant la concentration des charge .....	84
<b>Figure IV.14:</b> Moments de la dalle .....	85
<b>Figure IV.15</b> : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur ( sur appuis ) .....	94
<b>Figure .IV.16:</b> ferrailage inferieur de la dalle de l'ascenseur ( en travée) .....	95
<b>Figure .IV.17:</b> Voile de la cage d'ascenseur .....	95
<b>Figure .IV.18:</b> Plancher haut de la salle machine. ....	98

### **Chapitre VI**

<b>Figure VI 1.1</b> Le ferrailage des poutres principales et les chaînages.....	118
<b>Figure. VI.2.</b> Dessin de ferrailages des sections des poteaux .....	124

### **Chapitre VII**

<b>Figure. V.5</b> : vue en plan du voile plein en L.....	120
<b>Figure V.6</b> :Schéma de Ferrailage .....	122

### **Chapitre VIII**

<b>Figure VIII.1.</b> Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture .....	129
--	-----

## LISTE DES TABLEAUX

### Chapitre II : Généralités et hypothèse de calcul

<b>Tableau II.1</b> : Charges et surcharge du porte à faux (terrasse).....	14
<b>Tableau II.2</b> : Charges et surcharge des étages courants.....	14
<b>Tableau II.3</b> : Charges et surcharge du mur extérieure.....	15
<b>Tableau II.4</b> : Dégression en fonction du nombre d'étage .....	17
<b>Tableau II.5</b> : Choix des sections des poteaux.....	19
<b>Tableau II.6</b> : Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles.....	20

### Chapitre III : Etude des plancher

<b>Tableau III.1</b> : Résultats obtenus R.D.C et 6 ème étage.....	35
--	----

### Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

<b>Tableau IV.1</b> : Descente de charges de la marche .....	67
<b>Tableau IV.2</b> : Descente de charges du palier .....	68
<b>Tableau IV. 3</b> : Descente de charges de la marche .....	71
<b>Tableau IV.4</b> : Descente de charges du palier .....	73
<b>Tableau IV.5</b> : Poids des composants de l'ascenseur.....	81
<b>Tableau IV.6</b> : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U). .....	85
<b>Tableau IV.7</b> : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S).....	90

### Chapitre V: Etude sismique

<b>Tableau V.1</b> : Vérification des déplacements inter étage selon EX.....	105
<b>Tableau V.2</b> : Vérification des déplacements inter étage selon Y .....	106
<b>Tableau V.3</b> : Justification Vis-à-vis De l'effet P- $\Delta$ Sens transversale.....	107
<b>Tableau V.4</b> : Justification Vis-à-vis De l'effet P- $\Delta$ Sens longitudinal.....	107

### Chapitre VI : Ferrailage des portiques

<b>Tableau VI.1</b> : Moments max des Poutres principales de rive PP(30*40).....	110
<b>Tableau VI.2</b> : Moments max des Poutres principales de rive PP(30*40).....	110
<b>Tableau VI. 3</b> : Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive .....	112

<b>Tableau VI.4</b> :Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires.....	112
<b>Tableau VI.5</b> : Moments max des Chaînages de rive PS(25*35).....	112
<b>Tableau VI.6</b> : Moments max des Chaînages intermédiaires: PS (25*35).....	113
<b>Tableau VI.7</b> :. Récapitulation du ferrailage des Chaînages de rive PS(25*35): .....	115
<b>Tableau VI.8</b> :. Récapitulation du ferrailage des Chaînages intermédiaires .....	115
<b>Tableau VI.9</b> :. Recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales ...	120
<b>Tableau VI.10</b> : Ferrailage des poteaux. ....	123

## SOMMAIRE

Remerciement Dédicace Résumé Abstract

Liste d'abréviation Liste des figures Liste des tableaux

Introduction générale : .....1

### CHAPITRE I

#### Généralités et hypothèse de calcul

Introduction générale :.....

I.1.Introduction .....

I.1.1. Présentation du projet .....2

I.1.2 Structure Porteuse : .....4

I.2.1 Caractéristique des matériaux .....4

2.1.1Classification selon le RPA99 v.2003 : .....5

I.3.1Caractéristique des matériaux .....5

### CHAPITRE II

#### Généralités et hypothèse de calcul

II.1 Pré dimensionnement des poutres : ..... 12

II.1.1 Sens longitudinal : ..... 12

II.1.2 Sens transversal : ..... 12

II.2 Pré dimensionnement des planchers : ..... 13

II.2.1 Détermination de l'épaisseur des planchers : ..... 13

II.2.1.1 Epaisseur du plancher à corps creux : ..... 13

II.3 Evaluation des charges et surcharges: ..... 13

II.3.1 Les planchers : ..... 14

II.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible : ..... 14

II.3.1.2 Plancher étage courants :	14
II.3.2 Mur extérieur (double cloison) :	15
II.3.3 Remarque :	15
II.3.4 Pré dimensionnement des poteaux :	15
II.3.5 Pré dimensionnement des poteaux de type 1 :	16
II.3.5.1 - Loi de dégression de la surcharge d'exploitation :	16
II.3.5.2 Les efforts de compression due aux charges permanentes NG :	17
II.3.5.3 Choix de la section des poteaux (Rive, Angle, centrale) :	19
II.4 Pré dimensionnement des voiles :	19
II.5 Tableau récapitulatif :	20

## CHAPITRE III

### Etude des planchers

III.1 Introduction :	23
III.2 Calcul du plancher à corps creux :	23
III.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles :	23
III.2.1.1 Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :	23
III.2.2 Méthode de calcul des poutrelles :	24
III.2.2.1 Méthode forfaitaire :	24
III.2.2.2 La méthode de Caquot Minoré :	26
III.2.3 Calcul des poutrelles des planchers des étages courants :	28
III.2.3.1 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :	28
III.2.3.2 Le type de poutrelles :	28
III.3. Calcul des sollicitations :	29
III.3.3.1. Calcul du moment minimal de la travée DE :	29
III.3.3.2 Calcul du moment maximal de la travée DE :	30
III.3.3.3 Calcul du moment minimal de la travée DE :	32
III.3.3.4. Calcul du ferrailage Des Poutrelles :(à l'ELU) :	35
III.3.3.5-Plancher étage courant (plancher RDC au 6ème étage) :	35
III.3.3.6 -Vérification à l'E.L. S :	38
III.4.-Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ :	38
III.4.1 Contrainte de cisaillement :	38
III.4.2. Fissuration non préjudiciable :	38
III.4.2.1..Les armatures transversales $A_t$ :	39

III.4.2.2.Calcul des espacements :.....	39
III.4.2.3.La section des armatures transversales : .....	39
III.4.2.4.Pourcentage minimal des armatures transversales : .....	40
III.4.2.5.Ancrage des armatures aux niveaux des appuis : .....	40
III.4.2.6.Compression de la bielle d'about : .....	41
III.4.3.Entrainement des armatures : .....	41
III.4.3.1Ancrage des armatures tendues : .....	42
III.4.3.2. Vérification de la flèche : .....	42
III.4.4.Dessin de ferrailage des poutrelles : .....	45
III.5- Calcul des poutrelles du plancher terrasse :.....	46
III.5.1-Les types de poutrelles : .....	46
III.5.2-Méthode de calcul : .....	46
III.5.3-Calcul de ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :.....	46
III.5.3.1-Calcul des Armatures longitudinales (à l'ELU) :.....	46
III.5.3.2 -Vérification à l'E.L.S :.....	48
III.6.Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ :.....	48
II.6. 1.Contrainte maximale dans l'acier tendu $\sigma_{st}$ :.....	49
II.6.1.1.Contrainte de cisaillement : .....	49
II.6.1.2.Fissuration préjudiciable : .....	49
II.6.1.3.Les armatures transversales $A_t$ : .....	49
II.6.1.4.Calcul des espacements :.....	49
II.6.1.5.La section des armatures transversales :.....	49
II.6.1.6..Pourcentage minimal des armatures transversales :.....	50
III.6.2. Compression de la bielle d'about : .....	51
III.6.3. Entrainement des armatures : .....	52
III.6.4. Ancrage des armatures tendues : .....	52
III.6.5.: Vérification de la flèche.....	53
III.7.Dessin de ferrailage des poutrelles : .....	56
III.8.-Ferrailage de la dalle de compression : .....	56

## CHAPITRE IV

### Calcul des éléments non structuraux

IV.1.1 Etude de l'acrotère .....	60
IV.1.1 acrotère de la terrasse inaccessible .....	60
IV.1.2 caractéristique .....	61
IV.1.3 calcul des actions .....	61
IV.1.4 calcul des sollicitations et le ferrailage à l'E.L.U.R .....	61
IV.1.5 calcul des sollicitations et le ferrailage à l'E.L.S.....	62
IV.1.6 condition de non fragilité .....	63
IV.1.7 Verification de l'effort tranchant .....	64
IV.1.8 verification du ferrailage vis-à-vis du séisme .....	64
IV.2.1 Le type d'escalier .....	65
IV.2.2. Évaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S : .....	67
IV.2.3Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U : .....	67
IV.2.4 Ferrailage de la marche : .....	68
IV.2.5. le palier : .....	68
IV.2.6.Les vérifications : .....	69
2.7 Le type d'escalier .....	70
IV.2.8. Évaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S : .....	71
IV.2.9 Ferrailage de la marche : .....	72
IV.3. le palier : .....	72
IV.3.1Les vérifications : .....	74
IV.4. Balcon : .....	74
IV.2.1 Etude des charges et des sollicitations : .....	75
IV.4.1. Calcul de la charge concentrée : .....	75
IV.4.2 Ferrailage : .....	76
IV.4.3 Vérifications : .....	76
IV.4.3.1 La vérification des contraintes à l'E.L.S. : .....	77



IV.4.3.2 Schéma du ferrailage .....	79
IV.5.L'ascenseur :.....	79
IV.5.1 Calcul du poids des composants de l'ascenseur : .....	80
IV.5.2.1 Calcul de la charge totale qu:.....	81
IV.5.2.2 Calcul des poids des câbles : .....	82
IV.5.3 Vérification de la dalle au poinçonnement :.....	82
IV.5.4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :.....	83
IV.5.5.Calcul du ferrailage de la dalle : .....	86
IV.5.6.Vérification à l'E.L.S : .....	89
IV.5.7 Vérification des contraintes dans le béton :.....	91
IV.5.8. Voile de la cage d'ascenseur : .....	95
IV.5.9. Etude de la dalle pleine : .....	95
IV.5.10.longueur de seulement : .....	97

## CHAPITRE –V Etude sismque

V.1. Introduction.....	100
V.2. Objectifs de l'étude dynamique .....	100
V.3. Modélisation mathématique. ....	100
V.4. Modélisation de la structure étudiée.....	100
V.5.Calcul des masses de la structure :.....	102
V.5.1.Détermination des poids (Wt) de la structure : .....	103
V.6.Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalent :.....	103
V.6.1.Estimation de la période fondamentale de la structure : .....	104
V.6.2.Sens longitudinal : .....	104
V.6.3.Sens transversal : .....	104
V.7.Calcul des déplacements : .....	104

V.5.8. justification vis-à-vis de l'effet .....	106
---	-----

## CHAPITRE –VI– Ferrailage des poriques

VI.1 ferrailage des poutres : .....	109
VI.1 ferrailage des poutres : .....	109
VI.1.2 Verifications : .....	115
VI.1.2.1 poutres principales (30*40)cm carré.....	115
VI.1.2.3 calcul des armatures transversales .....	115
VI.1.2.4 Ancrage des armatures tendues .....	117
VI.1.2 Ferrailage des poteaux .....	119
VI.2.1Exemple de calcul .....	120
VII.2.1.1 Sollicitations défavorables: .....	120
VI.2.1.2 Calcul d'un poteau .....	120

## CHAPITRE –VII– Calcul et ferrailage des voiles

VII.1 Introduction : .....	117
VII.2Le système de contreventement : .....	117
VII.3Le principe de calcul : .....	118
VII.3.4.1.Type .....	120
VII.5.Verification .....	121
VII.5.1 Verification àl'ELS.....	121
VII.6.Disposition des armatures : .....	121
VII.6.1 Armatures verticales : .....	121

## CHAPITRE VIII Etude de l'infrastructure

VIII.1. Calcul des fondations : .....	124
VIII.1.1. Introduction : .....	124
VIII.1.2.Définition : .....	124
VIII.1.2.1.Pré dimensionnement du radier : .....	125
VIII.1.2.2.Calcul de l'épaisseur du radier : .....	125
VII.1.2.3.Détermination de la hauteur de la poutre de libage: .....	126
VII.1.2.4.Vérification des contraintes : .....	126
VIII.1.2.5.Evaluation des charges pour le calcul du radier : 126	
VIII.1.3.Ferrailage du radier : .....	127

VIII.1.3.1.Ferraillage des dalles : .....	127
VIII.1.4.Ferraillage des poutres de libages : .....	128
VIII.1.6.Contrainte de cisaillement : .....	131
Conclusion .....	134
Références bibliographiques .....	136

Chapitre –I–

---

Généralités et hypothèse de calcul

**Introduction générale :**

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Et les spécialistes en génie civil a une vision au futur en pratiquant une profession interdisciplinaire qui a des impacts sur la vie quotidienne des gens. En s'occupent de la conception, la réalisation, et la réhabilitation d'ouvrages et de construction d'infrastructures urbaines afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. C'est dans ce contexte que s'inscrit ce travail qui nous a été confié. Notre travail vise à mettre en application les connaissances acquises durant les **cinq années** de formation MASTER à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.. La construction des ouvrages a été depuis toujours sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas de la structure la mieux adaptée parmi celles qui existent.

L'ingénieur doit tenir compte des aspects structuraux , fonctionnels et préserver la résistance , l'économie (en tenant compte du coût de réalisation ) , l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

Notre projet consiste à l'étude d'un hôtel (R+6), situé sur le territoire De **MOSTAGANEM**, qui est classée d'après la carte de zonage en **Zone II A**, selon les classifications du RPA99/V2003

Le présent Projet du mémoire de Fin d'Études consiste à l'étude d'un hôtel en béton armé R+6 , La structure du présent bâtiment est contreventée par un système mixte (murs voiles et portiques).

Les éléments structuraux du bâtiment sont dimensionnés et ferrailés afin de résister aux diverses sollicitations (statiques et dynamiques) exercées sur eux, tout en tenant compte du côté économique.

Le présent mémoire est structuré de la sorte :

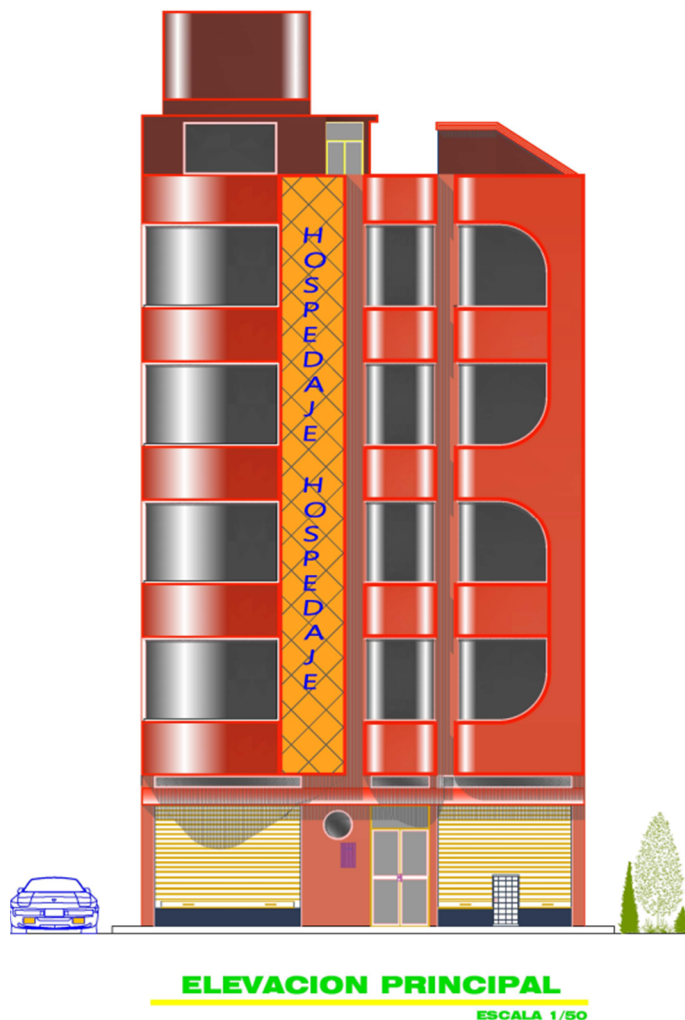
- Étude des charges et du pré-dimensionnement des éléments horizontaux ( planchers et poutres) et des élément verticaux ( poteaux et murs voiles )
- Calcul détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, balcons, escaliers et dalle d'ascenseur) ;
- Étude des différents éléments qui composent l'infrastructure.



**Problématique :**

Dans le cadre de ce projet, nous allons procéder au calcul le dimensionnement des éléments résistants et secondaires d'un hôtel composé d'un rez-de-chaussée et six étages (R+6) situé à Mostaganem. Par repends au ces questions.

- **Comment doter le bâtiment a étudié par une rigidité et une résistance afférentes pour supporter les charges appliquées ?**
- **Quelle disposition faut-il donner aux éléments de contreventement (voiles en béton armé) ?**
- **Détermination des dimensions et la disposition du ferrailage nécessaire des éléments de la structure.**



**Figure I.1** Vue en élévation



## I.1.Introduction

La présente étude porte sur le calcul de résistance des éléments d'un hôtel de (06) étages en béton armé et située à MOSTAGANEM, qui est classée en zone de fort sismicité (zone II A ) d'après le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

### I.1.1. Présentation du projet

- **Caractéristiques géométriques :**

a) Géométrie de l'hôtel

Longueur totale : ..... 18.80m

Largeur totale : ..... 9.00 m

Hauteur du R.D.C. .... 3.06m

Hauteur des étages courants ..... 2.80 m

Hauteur totale de la structure : ..... 20.82m

Hauteur de l'acrotère : ..... 0.60 m

### I.1.2 Structure Porteuse :

- **Ossature :**

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

- **Les Planchers :**

Notre structure comporte deux types de planchers :

- Plancher en corps creux pour les panneaux de forme régulière.
- Plancher en dalle pleine pour dalle d'ascenseur, balcon, dalle du radier.

- **Escaliers :**

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages. Notre structure comporte un seul type d'escaliers.

- **Terrasse :**

Il existe un seul type de terrasses : Terrasse inaccessible.



- **Maçonnerie :**



**Figure I.2 :** Mur simple cloison et double cloison

Les murs de notre structure sont exécutés en briques creuses.

- **Murs extérieurs :** ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur.

Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour les parois externes du mur. Lambe d'air de 5 cm d'épaisseur et des Briques creuses de 10 cm d'épaisseur pour les parois internes du mur.

- **Murs intérieurs :**

Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services.

## I.2. Caractéristique des matériaux

### I.2.1. Classification selon le RPA99 v.2003 :

L'ouvrage est implanté à MOSTAGANEM, selon le règlement parasismique Algérien (RPA/99 ver.2003) est classé en zone de moyenne sismicité (zone II A).

### I.2.2. Caractéristique des matériaux

- **Béton :**

- Composition :

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

- Ciment : Le CPA est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.
- Granulats : Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :
- Sable de dimension ( $D_s \leq 5$ ) mm
- Gravier de dimension ( $5 \leq D_g \leq 25$ ) mm





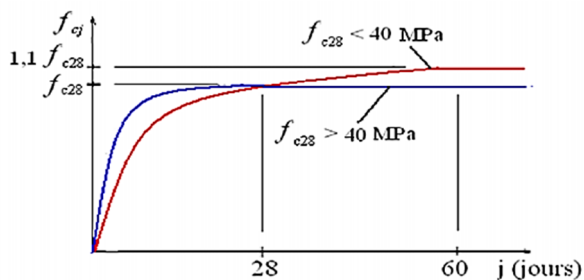
– Eau de gâchage: elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

– Résistance du béton :

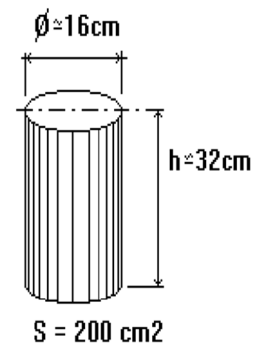
Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j " jours d'âge.

– Résistance à la compression : désignée par  $f_{c28}$  (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16x32) cm<sup>2</sup> dont la hauteur est double du diamètre et leur section est de 200 cm<sup>2</sup>.

Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa .



**Figure I.3:**Évaluation de  $f_{c_j}$  en fonction de l'âge du béton



**Figure I.3:** Éprouvette 16x32

• **Résistance à la traction :**

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais :

- Traction directe sur les cylindres précédents.
- Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
- Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, noté  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c_j} \quad (\text{MPa})$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  et à la traction  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  .



- **Module de déformation longitudinale du béton :**

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normales à courte et à longue durée.

- **Module de déformation instantané :**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané  $E_{ij}$  du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa})$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on trouve :  $E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa}$

– **Module de déformation différée :**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700. (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa})$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on trouve :  $E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$ .

– **Coefficient de poisson :**

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

–  $\nu = 0,2$  pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états limites de service (béton non fissuré).

–  $\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états limites ultimes (béton fissuré).

### I.2.3. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites

- **Contraintes limites de calcul :**

On distingue deux états limites.

– **État limite ultime « E.L.U »**

C'est un état au delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée  $f_{bu}$  est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :  $\gamma_b$  = coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{cas de combinaisons fondamentales.} \\ 1,15 & \text{cas de combinaisons accidentelles.} \end{cases}$$



$$\theta = \begin{cases} \theta = 1 & \text{la durée est supérieur à 24 h.} \\ \theta = 0,9 & \text{la durée est comprise entre 1h et 24 h.} \\ \theta = 0,85 & \text{la durée est inférieur à 1 h.} \end{cases}$$

$f_{c28}$  = résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton. et pour tenir compte de ce que la résistance du béton est fonction décroissante de la durée d'application de la charge.

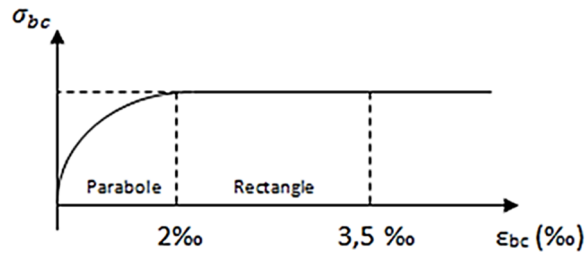


Figure I.4: Diagramme contraintes-déformations du béton (E.L.U)

• **État limite de service « E . L . S » :**

C'est un état de chargement au delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour les quels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

• **Acier :**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 215 et FeE 235 pour les armatures transversales.
- Les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 et FeE 500 pour les armatures longitudinales.
- Treillis soudés (TS) : TLE52 Ø = 8 mm pour la dalle.

• **Limites élastiques :**

Ronds lisses	{	FeE215.....fe = 215 MPa
		FeE235.....fe = 235 MPa
Haute adhérence	{	FeE400.....fe = 400 MPa
		FeE500.....fe = 500 MPa

- **Contrainte de calcul :**



**a) E. L. U**

$\sigma_s$  = contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte de calcul, notée  $\sigma_s$  est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :  $\gamma_s$  : le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

–  $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas de situations durables ou transitoires} \\ 1,0 & \text{Cas de situations accidentelles} \end{cases}$

– Rond lisse  
( $f_e = 235$  MPa)  $\begin{cases} \sigma_s = 204,34$  MPa & Situations durables ou transitoires \\  $\sigma_s = 235$  MPa & Situations accidentelles \end{cases}

– haute adhérence  
( $f_e = 400$  MPa)  $\begin{cases} \sigma_s = 348$  MPa & Situations durables ou transitoires \\  $\sigma_s = 400$  MPa & Situations accidentelles \end{cases}

**b) E.L.S**

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu préjudiciable : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \text{Min} ( 2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} )$  (MPa)
- Pour une fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \text{Min} ( 1/2 f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}} )$  (MPa)

Avec :

$\eta$  = coefficient de fissuration tel que :

$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$

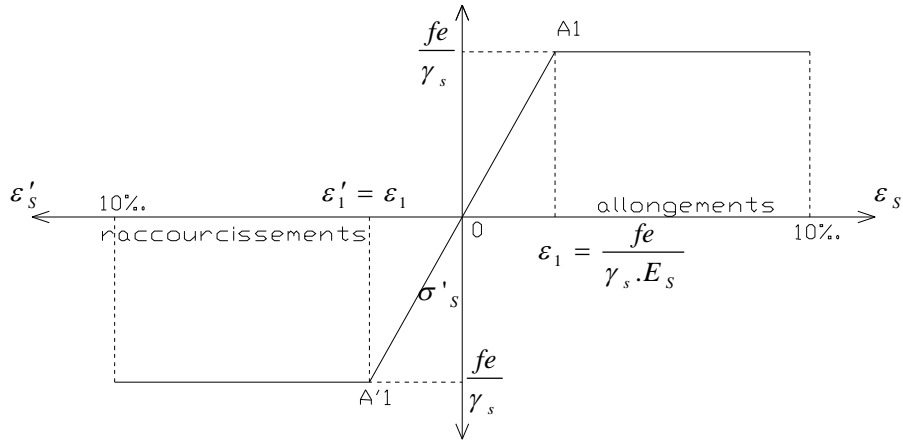
- **Allongement de rupture :**

$\varepsilon_s$  = allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

- **Module d'élasticité longitudinale :**

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ; il sera pris égale à :  $E_s = 2,1.10^5$  MPa



**• Diagramme contraintes – déformations à l'ELU :** $\sigma_s$  = Contrainte de l'acier. $\gamma_s$  = Coefficient de sécurité de l'acier. $\varepsilon_s$  = Allongement relatif de l'acier.**Figure I.5.** Diagramme contraintes – déformations de l'acier

Chapitre –II–

---

Pré-dimensionnement des éléments de la structure

**II.1 Pré dimensionnement des poutres :**

Selon le R.P.A. 99/2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes:

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

Et selon le B.A.E.L. 91, le critère de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \\ 0.3d \leq b \leq 0.4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{cases} \text{ Avec : } \begin{cases} h_t: \text{ hauteur de la poutre} \\ b: \text{ largeur de la poutre} \\ d: \text{ hauteur utile} \\ l: \text{ la plus grande portée entre axe} \end{cases}$$

On trouvera deux types de poutres :  $\begin{cases} \text{Poutre principale: } L = 4.40m \\ \text{Poutre secondaire: } L = 3.54m \end{cases}$

**II.1.1 Sens longitudinal :**

$$\begin{cases} l_{max} = 440cm \\ d = 0.9h_t \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 29.33cm \leq h_t \leq 44 \\ h_t = 40 \end{cases} \quad \begin{cases} 10.8cm \leq b \leq 14.4cm \\ b = 12cm \end{cases}$$

a) **Vérification des conditions de l'RPA :**

$$\begin{cases} b \geq 20cm \rightarrow b = 30 \geq 20 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ h \geq 30cm \rightarrow h = 45 \geq 30 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4cm \rightarrow \frac{h}{b} = 1.5 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend (30X 40) cm<sup>2</sup> comme section des poutres principales

**II.1.2 Sens transversal :**

$$\begin{cases} l_{max} = 354cm \\ d = 0.9h_t \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 23.6cm \leq h_t \leq 35.4cm \\ h_t = 30cm \end{cases} \quad \begin{cases} 8.1cm \leq b \leq 10.8cm \\ b = 10cm \end{cases}$$

$$\begin{cases} b \geq 20cm \rightarrow b = 30 \geq 20 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ h \geq 30cm \rightarrow h = 40 \geq 30 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4cm \rightarrow \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend (25 X 35) cm<sup>2</sup> comme section des poutres secondaires

## II.2 Pré dimensionnement des planchers :

### II.2.1 Détermination de l'épaisseur des planchers :

#### II.2.1.1 Epaisseur du plancher à corps creux :

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

$$\frac{h_t}{l - b_{pp}} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow h_t \geq \frac{l - b_{pp}}{22.5}$$

$L$  : La portée maximal entre nus d'appuis ;

$h_t$ : Hauteur totale du plancher;

$$L = [L_{\max}(\text{sens } x) ; L_{\max}(\text{sens } y)] \Leftrightarrow L = \min[4.15 ; 3.29] \text{ m} = 3.29 \text{ m}$$

$$\frac{h_t}{l - b_{pp}} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow h_t \geq \frac{l - b_{pp}}{22.5} = \frac{354 - 30}{22.5} = 14.40 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 14.40 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{épaisseur du corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

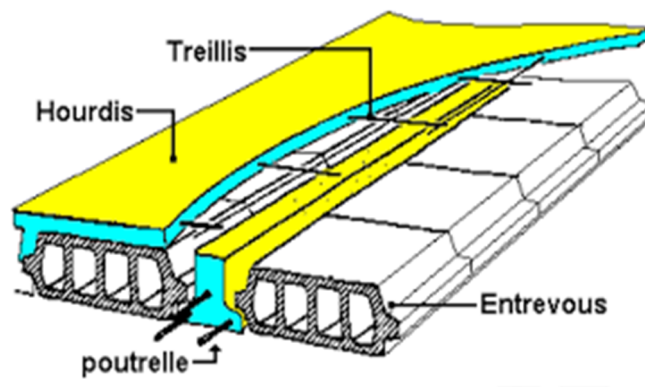


Figure . II. 1 Plancher à corps creux

## II.3 Evaluation des charges et surcharges:

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher



**II.3.1 Les planchers :****II.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible :**

Désignation	e (m)	(G)Kn/m <sup>2</sup>
Protection en gravillons	0,04	0,80
Etanchéité multicouche	0,02	0,12
Forme de pente en béton léger	0,1	2,2
Isolation thermique en liège	0,04	0,16
Plancher à corps creux	0.16+0.04	2.80
Enduit en ciment	0,02	0,18
G		6,26
Q		1

**Tableau I.1** Charges et surcharge du porte à faux (terrasse)**II.3.1.2 Plancher étage courants :**

Désignation	e (m)			G (Kn/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0,02			0,40
Mortier de pose	0,02			0,40
Sable fin pour mortier	0,02			0,36
Plancher à corps creux	0.2+0.04			2.80
Enduit en plâtre	0,02			0,20
Cloison en briques creuses	0,1			0,90
G			5,06	
Q			1.5	

**Tableau II.2** Charges et surcharge des étages courants

**II.3.2 Mur extérieur (double cloison) :**

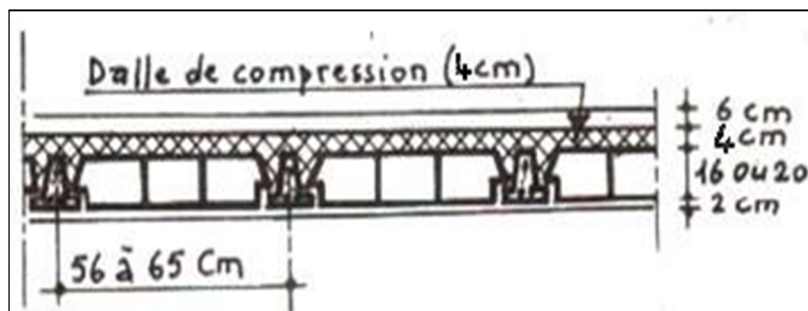
Désignation	e (m)	G (Kn/m <sup>2</sup> )
Brique creuses	0,10	0,90
Brique creuses	0,15	1,30
mortier de ciment extérieur	0,02	0,40
Enduit intérieur en plâtre	0,02	0,20
G (RDC, 1 au 6)		2,80

**Tableau II.3** Charges et surcharge du mur extérieure**II.3.3 Remarque :**

Le mur de la façade contient ouvertures (portes, fenêtres) donc il est nécessaire d'opter pour un coefficient de pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes et fenêtres (70%G)

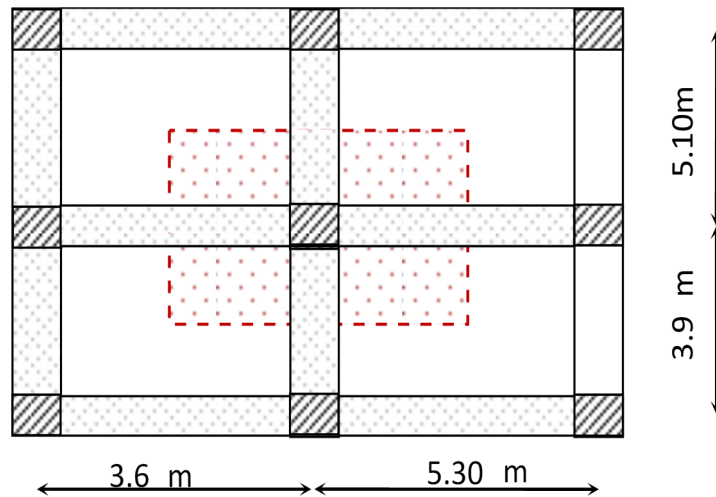
$$G = 0,7 \times 2,22 = 1,554 \text{ Kn/m}^2$$

**Figure II.3** Coupe d'un plancher à corps creux**II.3.4 Pré dimensionnement des poteaux :**

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

On a une section de poteaux : rectangulaire

La surface afférente du poteau rectangulaire est donnée par :



$$S = \left( \frac{2.94 - 0.25}{2} + \frac{3.64 - 0.25}{2} \right) \times ($$

$$S = 12.51 \text{ m}^2$$

On a 3 types de coffrage des poteaux rectangulaire

- Type 1 : R.D.C. et 2eme étage.
- Type 2 : du 3<sup>ème</sup> étage jusqu'au 5<sup>ème</sup> étage.
- Type 3 : du 6<sup>ème</sup> étage jusqu'à la terrasse.

### II.3.5 Pré dimensionnement des poteaux de type 1 :

#### II.3.5.1 - Loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages. Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et  $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$  les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2,  $\dots, n$  qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

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

Sous terrasse ... ..  $Q_0$

Sous étage 1 ... ..  $Q_0 + Q_1$ .

Sous étage 2 ... ..  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$ .

Sous étage 3 ... ..  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .

Sous étage 4 ... ..  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .

Sous étage  $n$  ... ..  $Q_0 + \frac{3+n}{5} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$  Pour  $n \geq 5$

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m2)
Terrasse	$Nq0=1,00$	1
05	$Nq1=q0+q1$	2,5
04	$Nq2=q0+0,95 (q1+q2)$	3,85
03	$Nq3=q0+0,9 (q1+q2+q3)$	5,05
02	$Nq4=q0+0,85 (q1+q2+q3+q4)$	6,1
01	$Nq5=q0+0,8 (q1+q2+q3+q4+q5)$	7
R.D.C	$Nq6=q0+0,75 (q1+q2+q3+q4+q5+q6)$	7,75

**Tableau. II. 4** Dégression en fonction du nombre d'étage.

### II.3.5.2 Les efforts de compression due aux charges permanentes NG :

$$G_{p,principale} = \left( \frac{4.50}{2} + \frac{1.75}{2} \right) \times 0.30 \times 0.40 \times 25 = 9.37 \text{ KN}$$

$$G_{p,secondaire} = \left( \frac{2.94}{2} + \frac{3.64}{2} \right) \times 0.25 \times 0.35 \times 25 = 7.19 \text{ KN}$$

$$G_{terrasse} = (6.26) \times 12.51 = 78.31 \text{ KN}$$

$$G(\text{RDC,E.courant}) = (5.06) \times 12.51 = 63.30 \text{ KN}$$

$$G_{total} = (9.37 + 7.19 + 63.30) \times 6 + 78.31 = 557.47 \text{ KN}$$

$$Q = 7.75 \times 12.51 = 96.95 \text{ KN}$$

Majoration des efforts : On doit majorer les efforts de **10 %**

$$NG = 1,1 \times 557.47 = 613.21 \text{ KN}$$

$$NQ = 1.1 \times 96.95 = 106.64 \text{ KN}$$

$$Nu = (1,35 \times 613.21) + (1,5 \times 106.64) = 987.79 \text{ KN}$$

#### • Détermination de la section du Poteau (a x b) :

##### Détermination de « a » :

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7l_0}{i}; i = \sqrt{\frac{I}{B}}; B = a \times b; I = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289a$$

On a :  $l_0 = 3.06m$ ;  $l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14m = 214cm$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{214}{0.289a} \leq 50 \rightarrow a \geq \frac{214}{0.289 \times 50} = 14.80cm$$

On prend :  $a=50cm$

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{i} \Rightarrow \frac{214}{14.45} = 14.80 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Détermination de « b » :**

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

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

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

$A_s$  : Section d'armature longitudinale ;  $= 0,8\% Br \dots \dots \dots \text{Zone (IIa)}$

$\alpha$  : Facteur réducteur de  $N_u$ , il est en fonction de  $\lambda$  ;

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[ 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]}$$

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

• **Application numérique :**

$$B_r = (50 - 2)(b - 2) = 48(b - 2) cm^2$$

$$A_s = 0,8\% [48(b - 2)] = 0,384(b - 2) cm^2$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{l_f}{i} = \frac{214}{0.289 \cdot 50} = 14.80 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{14.80}{35} \right)^2} = 0.82$$

$$N_u \leq 0.82 \left[ \frac{48(b - 2) \cdot 25}{0.9 \cdot 1.5 \cdot 10} + \frac{0.384(b - 2) \cdot 400}{1.15 \cdot 10} \right] = 22.26cm$$

$$b \geq 22.26cm$$

On prend :  $b = 50cm$

• **Vérification des conditions du R.P.A 99/2003 :**

$\min(a, b) = 50cm > 25cm \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

$$\min(a, b) = 50\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.30\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc le poteau rectangulaire type 1 a une section de (50 X 50) cm<sup>2</sup>.

On prend une section carrée de (50X50) cm<sup>2</sup>

Donc : Type 01: (R. D. C + 2<sup>ier</sup> étage) → (50 × 50)<sup>2</sup>

Type 02: (3<sup>ieme</sup> étage ... 5<sup>ieme</sup> étage) → (45 × 45)<sup>2</sup>

Type 03: (6<sup>ieme</sup> étage ... 7<sup>ieme</sup> étage) → (35 × 35)<sup>2</sup>

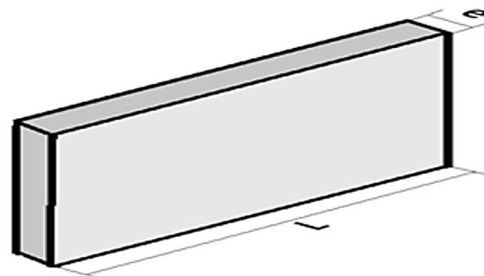
**II.3.5.3 Choix de la section des poteaux (Rive, Angle, centrale)**

Niveau	(a x b) cm <sup>2</sup>
6	(35 x 35)
5	(45 x 45)
4	(45 x 45)
3	(45 x 45)
2	(50 x 50)
1	(50 x 50)
RDC	(50 x 50)

**Tableau I.5** Choix des sections des poteaux

**II.4 Pré dimensionnement des voiles :**

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



**Figure II.4** Schéma du voile.

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

- Pour le reste des étages :

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ l \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{306}{22} \rightarrow e \geq 13.90 \text{ cm}$$

Avec :

$L$  : Longueur du voile

$e$  : Epaisseur du voile

$h_e$  : Hauteur d'étage

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

### II.5 Tableau récapitulatif :

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

Niveau	Section de poteau (cm <sup>2</sup> )	Section de poutre principale (cm <sup>2</sup> )	Section de poutre secondaire (cm <sup>2</sup> )	Épaisseur des voiles (cm <sup>2</sup> )
R.D.C.	50 X 50	30 X45	30 X 40	20
01	50 X 50	30 X45	30 X 40	20
02	50 X 50	30 X45	30 X 40	20
03	45 X 45	30 X45	30 X 40	20
04	45 X 45	30 X45	30 X 40	20
05	45 X 45	30 X45	30 X 40	20
06	35 X 35	30 X45	30 X 40	20
Terrasse	/	30 X45	30 X 40	/

**Tableau I.6** Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles

Chapitre –III–

---

Etude des planchers



**III.1 Introduction :**

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

- La résistance : ils doivent supporter leurs poids propre et les surcharges d'exploitations appliquées sur eux ;
- L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

La structure étudiée a 1 type de planchers :

- Planchers à corps creux : qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton ; les poutrelles sont des poutres de section en T et disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction. D'après le pré dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 20 cm de hauteur dont :

Hauteur du corps creux = 16 cm

Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm

**III.2 Calcul du plancher à corps creux :****III.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles sont disposés perpendiculairement au sens porteur et espacés de 65 cm et sur les quelles viennent s'appuyer l'hourdis sachant que :

- Hauteur du plancher :  $h_t = 20 \text{ cm}$
- Epaisseur de la nervure :  $h_0 = 4 \text{ cm}$
- Largeur de la nervure :  $b_0 = 12 \text{ cm}$

Le calcul des poutrelles se fait en 2 phases (avant et après le coulage de la dalle de compression).

**III.2.1.1 Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :**

Le calcul de la largeur (b) se fait à partir de la condition suivante :  $b = 2b_1 + b_0 \dots \dots \dots (1)$

On a :  $L = 3.54 \text{ m}$  ;  $l_1 = 0.65 \text{ m}$

$$b_1 = \frac{(b-b_0)}{2} = \min \left( b_1 \leq \frac{(l_1-b_0)}{2}; b_1 \leq \frac{l}{10}; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \right) = \min \left( \begin{array}{l} b_1 \leq 26.5 \text{ cm}; \\ b_1 \leq 48 \text{ cm}; \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right)$$

On prend :  $b_1 = 26,5 \text{ cm}$  et d'après (1) on a :  $b = 65 \text{ cm}$

**III.2.2 Méthode de calcul des poutrelles :**

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le B.A.E.L 91/99 propose une méthode simplifiée dite « méthode forfaitaire » pour le calcul des moments fléchissant et efforts tranchants concernant les planchers des étages courant, pour le plancher terrasse on utilisera la méthode de Caquot car il ne vérifié pas l’une des 4 conditions et pour le plancher haut du premier étage, la méthode de Caquot est utilisée.

**III.2.2.1 Méthode forfaitaire :**

Cette méthode s’applique quand les conditions suivantes sont vérifiées :

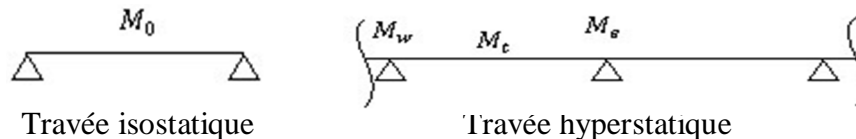
- ▀ La surcharge d’exploitation est dite modérée c’est-à-dire  $Q \leq \max(2G ; 5kN/m^2)$  ;
- ▀ Les moments d’inertie sont les même dans les différentes travées ;
- ▀ Les portés successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

- ▀ Fissuration considérée comme non préjudiciable.

**a) Principe de calcul des moments:**

Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques  $M_0$  de la travée indépendante.



**Figure .III 1** Principe de calcul des moments

Avec :

$M_0$  : Moment max de la travée indépendante ;

$M_t$  : Moment max de la travée étudiée ;

$M_w$  : Moment sur l’appui gauche de la travée ;

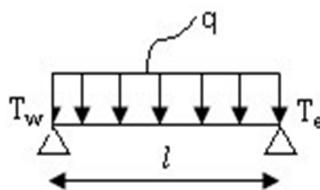
$M_e$  : Moment sur l’appui droit de la travée.

$\alpha$  : Le rapport des charges d’exploitation Q à la somme des charges permanentes G et les

Surcharge d’exploitation Q :  $\alpha = \frac{G}{G+Q}$

Les valeurs  $M_t, M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

- Travée de rive :

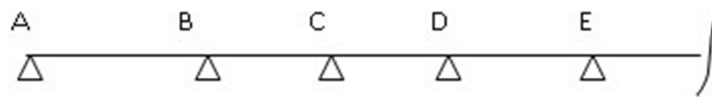


**Figure III .1** Principe de calcul de l’effort tranchant.

### c) La méthode forfaitaire modifiée :

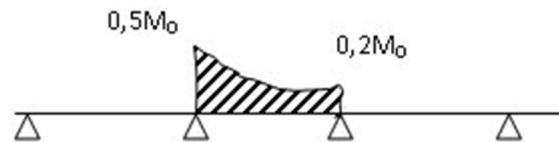
Cette méthode est applicable, si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25. Selon les travées, on distingue deux cas :

- **Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées :**



Il suffit de porter sur l'appui (B) la petite des valeurs admissibles pour le moment sur appuis, soit dans le cas de la figure ci-dessus.  $0,5M_0$  ( $M_0$  correspond à la travée (AB) puis de portée sur l'appui (C) à la petite des valeurs admissibles, c'est-à-dire dans le cas traité  $0,4M_0$  ( $M_0$  correspond au moment isostatique maximal de travée (CD)).

Ayant obtenu la ligne de fermeture des moments sur appuis entre B et C, on devra porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de la travée (BC).



**Figure . III 2** Valeurs admissibles (travée intermédiaire).

Les appuis B et C devront avoir une section correspondante au moment résultant (partie hachuré de la figure ci-dessus) qui peut être déterminée par la formule suivante :

$$M_x = \frac{Q_x(L_{bc} - x)}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}}\right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}}\right) ; x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q \times L_{bc}}$$

Les moments en travées des poutrelles (AB) et (BC) sont calculés par la méthode forfaitaire.

La travée (BC) sera armée à la partie inférieure par un moment correspondant à  $0,5M_0$

$M_0$  : Le moment isostatique maximal de la travée (BC).

- **Cas d'une travée de rive :**



**Figure .III 3** Valeurs admissibles (travée de rive).

Il suffit de porter sur l'appuis (A) la valeur du moment admissible tenu de l'encastrement possible, en (B) ou devra porter la valeur du moment admissible, c'est-à-dire  $0,6M_0$ (BC) s'il y a que deux travées ou  $0,5 M_0$ ( BC) s'il existe plus de deux travées, il est

alors possible de tracer la ligne de fermeture AB puis de porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de ( AB) les prévus en A devront avoir une section correspondante en moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus).

Comme précédemment les armatures inférieures de la travée (AB) devront correspondre au moment  $0,5M_0(BC)$  si la poutrelle est à plus de deux travées et  $0,6 M_0 (AB)$  s'il n'y a que deux travées.

### III.2.2.2 La méthode de Caquot Minoré

La méthode de Caquot minorée est utilisée lorsque l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Cette méthode consiste à appliquer la méthode de caquot pour les planchers à charge d'exploitation élevée en multipliant la part des moments sur appui provenant des seules charges permanentes par un coefficient variant entre 1 et  $2/3$ .

L'expérience montre que cette méthode de continuité théorique donne des moments trop forts sur appuis et trop faibles en travées. Les fissurations peu préjudiciables, sous l'application des sollicitations de calcul des microfissures apparaissent en premier lieu dans les zones les plus sollicitées (les appuis) .Ces zones vont devenir Moins sollicitées initialement (en travée) pour que la poutre reste en équilibre. Ainsi les moments repris sur appuis vont diminuer et faire augmenter les moments repris en travées. Cette constatation est appelée phénomène d'adaptions entre sections.

Lorsque' on charge une poutre en béton armé, on crée une flèche. Si on laisse la poutre chargée sur une longue période (cas du bâtiment) la flèche va augmenter. Ce phénomène de déformation sous chargement constant est appelé fluage. Cette déformation supplémentaire, non prise en compte par la formule des trois moments, augmente les sollicitations en travée. Pour ces deux raisons (phénomène d'adaptions entre sections et fluage), la méthode des trois moments n'est pas utilisée directement dans le calcul des poutres continues des bâtiments.

#### 1) Les conditions d'application de la méthode Caquot Minoré

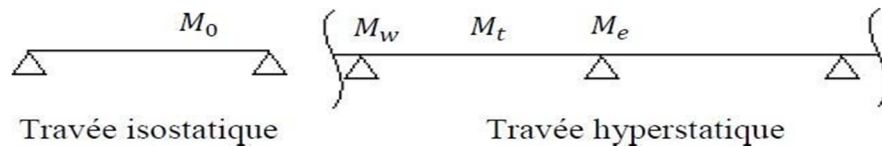
La méthode de Caquot minorée est utilisée lorsque l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

#### 2) Principe de calcul de la méthode de Caquot Minoré

La méthode de Caquot consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue. La poutre continue est assimilée, pour le calcul des moments sur appuis, à une succession de poutres à deux travées de part et d'autre de l'appui étudié, la méthode de Caquot tient compte de cela en remplaçant les portées réelles par des portées fictives.

Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques  $M_0$  de la travée indépendante.





**Avec :**

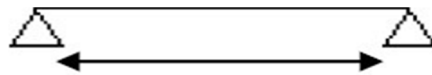
$M_0$  : Moment max de la travée indépendante ;

$M_t$  : Moment max de la travée étudiée ;

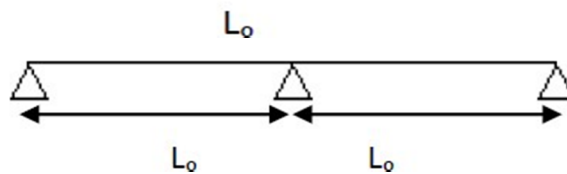
$M_w$  : Moment sur l'appui gauche de la travée ;

$M_e$  : Moment sur l'appui droit de la travée.

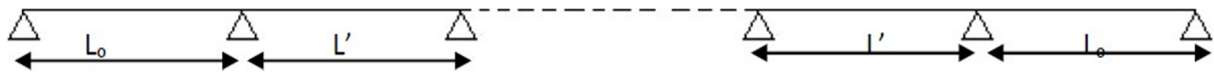
- Cas d'une seule travée



- Cas de 2 travées



- Cas de plus de 3 travées



$L_0$ : Longueur réel (pour les travées de rive sans porte à faux)

$L'$ : longueur fictifs (pour les travée intermédiaires):  $L' = L_0 \times 0.8$

- **Évaluation des moments :**

$$\begin{cases} M_{ap} = -\frac{q_u L_e'^3 + q_e L_w'^3}{8,5(L_e' + L_w')} \\ M_t = \frac{qL^2}{8} - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{2q \times L^2} \end{cases}$$

$M_w$  : Moment sur l'appui de gauche ;

$M_e$  : Moment sur l'appui de droite.

**Évaluation de l'effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} \\ T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} \\ T_0 = \frac{ql}{2} \end{cases}$$



**III.2.3 Calcul des poutrelles des planchers des étages courants :****III.2.3.1 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :****1) La surcharge d'exploitation :**

Plancher étage courant :  $G = 5,06 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,50 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,12 \text{ KN/m}^2$  ; **Condition vérifiée.**

**2) Poutres à inerties transversales constantes :**

$\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0,8; 1,25]$  ;  $0,8 \leq \frac{2,55}{3,54} = 0,72 \leq 1,25 \dots \dots$  Condition non vérifiée

**3) Fissuration peu préjudiciable :**

La méthode forfaitaire modifiée est applicable sur les planchers des étages courant.

**III.2.3.2 Le type de poutrelles :**

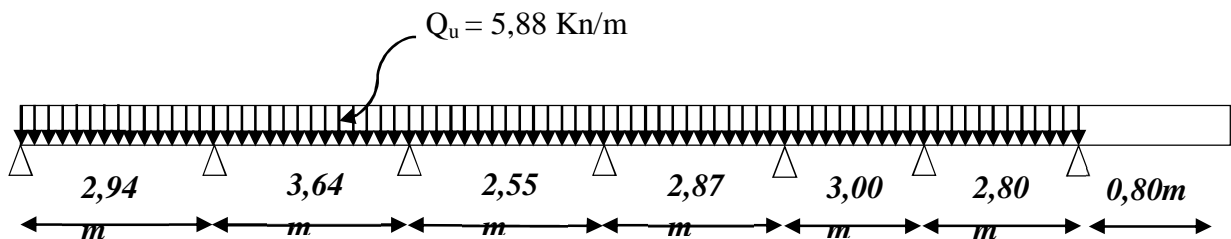
Avant de définir les types de poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher d'étage courant :

$G = 5,06 \times 0,65 = 3,29 \text{ KN/ml}$                        $Q_t = 1,35 G + 1,5Q = 5,88$   
 KN/ml.

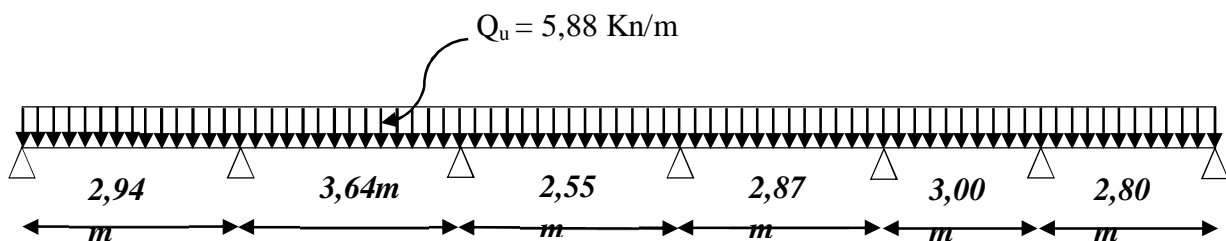
$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$                        $Q_g = 1,35G = 4,44 \text{ KN/ml.}$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,06} = 0,228$$

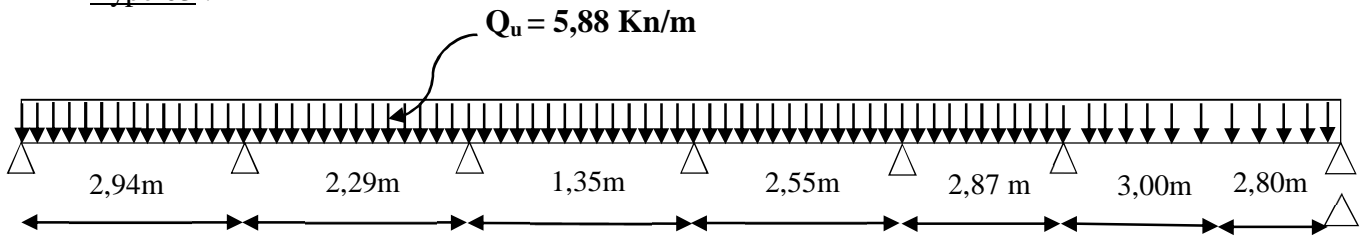
Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :

**III.3-Calcul des sollicitations :**

Type 01 :

**III.3.1. Calcul du moment minimal de la travée DE :**

- Moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 5,88 (2,94)^2 / 8 = 6,35 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 5,88 (3,64)^2 / 8 = 9,73 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 5,88 (2,55)^2 / 8 = 4,77 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,44 (2,87)^2 / 8 = 4,57 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 5,88 (3,00)^2 / 8 = 6,61 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{FG} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 5,88 (2,80)^2 / 8 = 5,76 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_a = 0,2M_{0AB} = 1,27 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0,5 \max(M_{0AB} ; M_{0BC}) = 4,86 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0,4 \max(M_{0BC} ; M_{0CD}) = 3,89 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0,4 \max(M_{0CD} ; M_{0DE}) = 1,90 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0,4 \max(M_{0DE} ; M_{0EF}) = 2,64 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0,4 \max(M_{0EF} ; M_{0FG}) = 2,64 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,5M_{0FG} = 2,88 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée particulière DE: ( $M_{t \min}$ )

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_D - M_E}{Q_G \cdot L} = \frac{2,87}{2} + \frac{1,90 - 2,64}{4,44 \cdot 2,87} = 1,39 \text{ m}$$

$$M_{t \min}(X) = \left( Q_G \cdot X \cdot \frac{L_{DE} - X}{2} \right) + M_D \left( 1 - \frac{X}{L_{DE}} \right) - M_E$$

$$M_{t \min}(X) = \left( 4,44 \times 1,39 \times \frac{2,87 - 1,39}{2} \right) - 1,90 \left( 1 - \frac{1,39}{2,87} \right) - 2,64 \cdot \frac{1,39}{2,87} = 2,31 \text{ KN.m}$$

- Moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,44 (2,94)^2 / 8 = 4,79 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,44 (3,64)^2 / 8 = 7,35 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,44 (2,55)^2 / 8 = 3,60 \text{ KN.m}$$



$$M_0^{DE} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 5,88 (2,87)^2 / 8 = 6,05 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,44 (3,00)^2 / 8 = 4,99 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{FG} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,44 (2,80)^2 / 8 = 4,35 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_a = 0,2 M_{0AB} = 0,95 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0,5 \max(M_{0AB} ; M_{0BC}) = 3,67 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0,4 \max(M_{0BC} ; M_{0CD}) = 2,94 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0,4 \max(M_{0CD} ; M_{0DE}) = 2,42 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0,4 \max(M_{0DE} ; M_{0EF}) = 2,42 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0,4 \max(M_{0EF} ; M_{0FG}) = 1,99 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,5 M_{0FG} = 2,17 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée particulière DE:(Mt max) :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_D - M_E}{Q_G \cdot L} = \frac{2,87}{2} + \frac{2,42 - 2,42}{4,44 \cdot 2,87} = 1,43 \text{ m}$$

$$M_{t \max}(X) = \left( 5,88 \times 1,43 \times \frac{2,87 - 1,43}{2} \right) - 2,42 \left( 1 - \frac{1,43}{2,87} \right) - 2,42 \times \frac{1,43}{2,87}$$

$$= 3,64 \text{ KN.m}$$

### Type 02 :

#### III.3.3.2 Calcul du moment maximal de la travée DE :

- Moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 5,88 (2,94)^2 / 8 = 6,35 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 5,88 (3,64)^2 / 8 = 9,73 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 5,88 (2,55)^2 / 8 = 4,77 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,44 (2,87)^2 / 8 = 4,57 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 5,88 (3,00)^2 / 8 = 6,61 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{FG} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 5,88 (2,80)^2 / 8 = 5,76 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_A = 0,2 M_{0AB} = 1,27 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 4,68 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max(M_{0BC}, M_{0CD}) = 3,89 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max(M_{0CD}, M_{0DE}) = 1,90 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \max(M_{0DE}, M_{0EF}) = 2,64 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,5 \max(M_{0EF}, M_{0FG}) = 3,30 \text{ KN.m}$$





$$M_G = 0,2M_{0EF} = 1,15 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée particulière DE:( $M_{t \max}$ ) :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_D - M_E}{Q_G \cdot L} = \frac{2,87}{2} + \frac{1,90 - 2,64}{4,44 \cdot 2,87} = 1,37 \text{ m}$$

$$M_{t \max}(X) = \left(4,44 \times 1,37 \times \frac{2,87 - 1,37}{2}\right) - \left(1,90 - \frac{1,37}{2,87}\right) - 2,64 \cdot \frac{1,43}{2,87} = 1,83 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment minimal de la travée DE :

- Moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,44 (2,94)^2 / 8 = 4,79 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,44 (3,64)^2 / 8 = 7,35 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,44 (2,55)^2 / 8 = 3,60 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 5,88 (2,87)^2 / 8 = 6,05 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,44 (3,00)^2 / 8 = 4,99 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{FG} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,44 (2,80)^2 / 8 = 4,35 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_A = 0,2M_{0AB} = 0,96 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 3,67 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max(M_{0BC}, M_{0CD}) = 2,94 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max(M_{0CD}, M_{0DE}) = 2,42 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \max(M_{0DE}, M_{0EF}) = 2,42 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0,5 \max(M_{0EF}, M_{0FG}) = 2,49 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,2M_{0FG} = 0,87 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée particulière DE:( $M_{t \min}$ ) :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_D - M_E}{Q_G \cdot L} = \frac{2,87}{2} + \frac{2,42 - 2,42}{4,44 \cdot 2,87} = 1,43 \text{ m}$$

$$M_{t \min}(X) = \left(5,88 \times 1,43 \times \frac{2,87 - 1,43}{2}\right) - 2,42 \left(1 - \frac{1,43}{2,87}\right) - 2,42 \frac{1,43}{2,87}$$

$$= 3,64 \text{ KN.m}$$



Type 03 :

### III.3.3.3. Calcul du moment minimal de la travée DE :

- Moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 5,88 (2,94)^2 / 8 = 6,35 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 5,88 (2,29)^2 / 8 = 3,85 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 5,88 (1,35)^2 / 8 = 1,33 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = Q_{TG} L^2 / 8 = 4,44 (2,55)^2 / 8 = 3,60 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 5,88 (2,87)^2 / 8 = 6,05 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{FG} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 5,88 (3,00)^2 / 8 = 6,61 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{GH} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 5,88 (2,80)^2 / 8 = 5,76 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_A = 0,2 M_{0AB} = 1,27 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 3,17 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 1,54 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{0CD}, M_{0DE}) = 1,44 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_E = 0,4 \max (M_{0DE}, M_{0EF}) = 2,42 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_f = 0,4 \max (M_{0EF}, M_{0FG}) = 2,64 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_G = 0,5 \max (M_{0FG}, M_{0GH}) = 3,30 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_H = 0,2 M_{0GH} = 1,15 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Moment en travée particulière DE: ( $M_t \min$ ) :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_D - M_E}{Q_G \cdot L} = \frac{2,55}{2} + \frac{1,44 - 2,42}{4,44 \cdot 2,55} = 1,18 \text{ m}$$

$$M_{t \min}(X) = \left( 4,44 \times 1,18 \times \frac{2,55 - 1,18}{2} \right) - 1,44 \left( 1 - \frac{1,18}{2,55} \right) - 2,42 \cdot \frac{1,18}{2,55} = 1,70 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,44 (2,94)^2 / 8 = 4,79 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,44 (2,29)^2 / 8 = 2,91 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,44 (1,35)^2 / 8 = 1,01 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 5,88 (2,55)^2 / 8 = 4,77 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,44 (2,87)^2 / 8 = 4,57 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{FG} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,44 (3,00)^2 / 8 = 4,99 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{GH} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,44 (2,80)^2 / 8 = 4,35 \text{ KN.m}$$



- Moments sur appuis :

$$M_A = 0,2M_{0AB} = 0,95 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 2,39 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 1,16 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{0CD}, M_{0DE}) = 1,90 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_E = 0,4 \max (M_{0DE}, M_{0EF}) = 1,90 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_f = 0,4 \max (M_{0EF}, M_{0FG}) = 1,99 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_g = 0,5 \max (M_{0FG}, M_{0GH}) = 2,49 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_H = 0,2M_{0GH} = 0,87 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Moment en travée particulière DE:(Mt max) :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_D - M_E}{Q_G \cdot L} = \frac{2,55}{2} + \frac{1,90 - 1,90}{4,44 \cdot 2,55} = 1,27 \text{ m}$$

$$M_{t \max}(X) = \left( 5,88 \times 1,27 \times \frac{2,55 - 1,27}{2} \right) - 1,90 \left( 1 - \frac{1,27}{2,55} \right) - 1,90 \frac{1,27}{2,55} = 2,88 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Détermination de l'effort tranchant :

Pour le calcul des efforts tranchants on utilise les formules suivantes :

$$T_w : \text{effort tranchant a droit} \quad T_w = \left( \frac{Q \times L}{2} \right) + \left( \frac{M_w - M_e}{L} \right)$$

$$T_e : \text{effort tranchant a gauche} \quad T_e = - \left( \frac{Q \times L}{2} \right) + \left( \frac{M_w - M_e}{L} \right)$$

**Travées (AB) :**

$$T_w = \left( \frac{5,88 \times 2,94}{2} \right) + \left( \frac{1,27 - 4,86}{2,94} \right) = 7,42$$

$$T_e = - \left( \frac{5,88 \times 2,94}{2} \right) + \left( \frac{1,27 - 4,86}{2,94} \right) = -9,86$$

**1. Travées (DE<sub>min</sub>) :**

$$T_w = \left( \frac{4,44 \times 2,87}{2} \right) + \left( \frac{1,90 - 2,64}{2,87} \right) = 6,12$$

$$T_e = - \left( \frac{4,44 \times 2,87}{2} \right) + \left( \frac{1,90 - 2,64}{2,87} \right) = -6,62$$

**2. Travées (DE<sub>max</sub>) :**

$$T_w = \left( \frac{5,88 \times 2,87}{2} \right) + \left( \frac{1,90 - 2,64}{2,87} \right) = 8,18$$

$$T_e = - \left( \frac{5,88 \times 2,87}{2} \right) + \left( \frac{1,90 - 2,64}{2,87} \right) = -8,68$$



Type de Poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	Te(-)	M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>
01	A-B	2,94	6,35	4,136	1,27	4,86	7,42	9,86	4,594	2,992	0,918	3,516
	B-C	3,64	9,73	8,9	4,86	3,89	10,96	10,43	7,041	6,439	3,516	2,814
	C-D	2,55	4,77	4,297	3,89	1,90	8,27	6,72	3,451	3,109	2,814	1,374
	DE	2,87 Min	6,05	2,31	2,42	2,42	8,43	8,43	4,474	1,671	1,751	1,751
		2,87 Max	4,57	3,64	1,90	2,64	6,11	6,62	3,381	2,633	1,374	1,911
	E-F	3,00	6,61	5,730	2,64	2,64	8,82	8,82	4,782	4,146	1,911	1,911
	F-G	2,80	5,76	4,62	2,64	2,88	8,14	8,31	4,167	3,342	1,911	2,083
02	A-B	2,94	6,35	4,32	1,27	4,68	7,48	9,79	4,594	3,125	0,918	3,516
	B-C	3,64	9,73	8,850	4,68	3,89	10,91	10,49	7,041	6,403	3,386	2,814
	C-D	2,55	4,77	4,30	3,89	1,90	8,27	6,71	3,451	3,111	2,814	1,374
	D-E	2,87 Min	6,05	3,64	2,42	2,42	8,43	8,43	4,474	2,633	1,751	1,751
		2,87 Max	4,57	1,83	1,9	2,64	6,11	6,62	3,381	1,911	1,374	1,911
	E-F	3,00	6,61	5,410	2,64	3,30	8,6	9,04	4,782	3,914	1,911	2,387
	F-G	2,80	5,76	5,75	3,30	1,15	3,99	7,47	4,167	4,160	2,387	0,832
03	A-B	2,94	6,35	5,00	1,27	3,17	8,00	8,63	4,594	3,617	0,918	2,293
	B-C	2,29	3,85	3,32	3,17	1,54	7,44	6,02	2,785	2,402	2,293	1,114
	C-D	1,35	1,33	0,25	1,54	1,44	4,03	3,89	0,962	0,180	1,114	1,041
	D-E	2,55 Min	3,60	1,70	1,90	1,90	7,49	7,49	2,604	1,23	1,374	5,419
		2,55 Max	3,60	2,88	1,44	2,42	5,27	6,04	2,604	2,083	1,041	1,751
	E-F	2,87	6,05	5,10	2,42	2,64	8,35	8,5	4,377	3,690	1,751	1,911



F-G	3,00	6,61	5,41	2,64	3,3	8,6	9,04	4,782	3,914	1,911	2,387
G-H	2,80	5,76	5,71	3,3	1,15	8,99	7,47	4,167	4,131	2,387	0,832

**Tableau III. 1 .** Résultats obtenus R.D.C et 6<sup>ème</sup> étage

Les sollicitations maximales de calcul sont :

Pour le calcul de ferrailage, on prend les sollicitations maximales suivantes :

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 8,850 \text{ kn.m (16 + 4)} \\ M_{rive \max} = 4,86 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 4,86 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 10,91 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 6,403 \text{ kn.m} \\ M_{rive \max} = 3,516 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 3,516 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

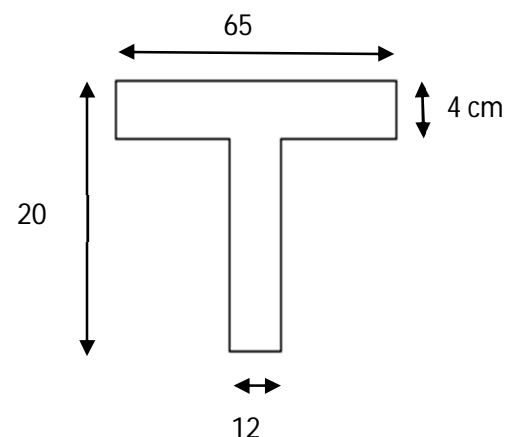
### III.3.3.4.-Calcul du ferrailage Des Poutrelles :(à l'ELU) :

Les moments max en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures, de ce fait les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction. Pour le calcul du ferrailage des poutrelles, on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en T comme le montre le schéma suivant :

Donnée :

- Largeur de la poutrelle (table) :  $b = 65 \text{ cm}$ .
- Largeur de la poutrelle (nervure) :  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .
- La hauteur de la poutrelle (table) :  $h_0 = 4 \text{ cm}$ .
- La hauteur de la poutrelle (nervure) :  $h_t = 20 \text{ cm}$ .
- Hauteur utile des aciers tendus :  $d = 0,9h_t = 18 \text{ cm}$ .
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e = 400 \text{ Mpa}$ .
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$ .
- Fissuration non préjudiciable (plancher RDC au 6<sup>ème</sup> étage).
- Fissuration très préjudiciable (plancher terrasse).



**Figure III.5 :** Section en T

### III.3.3.5--Plancher étage courant (plancher RDC au 6ème étage) :

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes :



• **En travée :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

- On calcule le moment équilibre par la table «  $M_T$  »

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left( \frac{d - h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left( \frac{18 - 4}{2} \right) \times 10^{-3} = 25,80 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 8,85 \text{ Kn.m} < M_t = 25,80 \text{ Kn.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$  soumise à :

$$M_{t \max} = 8,85 \text{ kN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,85 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,040 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,040 \rightarrow \beta = 0,9755 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,85 \times 10^3}{0,9755 \times 18 \times 348} = 1,44 \text{ cm}^2$$

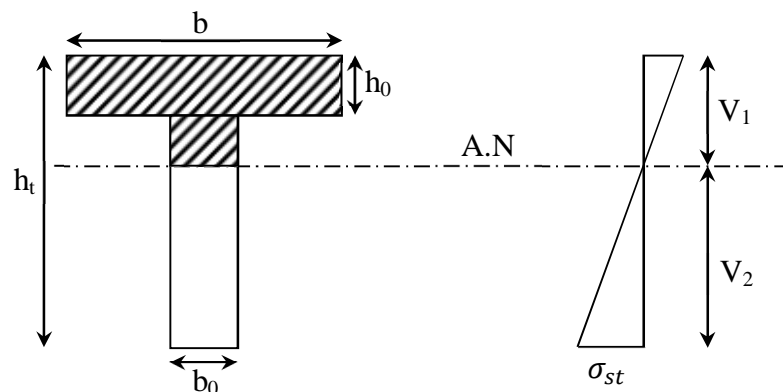
• **Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left( b \times h_0 \times \left( h_t - \frac{h_0}{2} \right) \right) + \left( b_0 \times (h_t - h_0) \times \left( \frac{h_t - h_0}{2} \right) \right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left( 65 \times 4 \times \left( 20 - \frac{4}{2} \right) \right) + \left( 12 \times (20 - 4) \times \left( \frac{20 - 4}{2} \right) \right)}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,75 \text{ cm}$$



**Figure III.6 :** Condition de non fragilité (section en T)



$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,75 = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{65 \times (6,25)^3 - ((65 - 12) \times (6,25 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,25)^3}{3}$$

$$I = 15486,91 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 2,29 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,36 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée

On prend : 2T10 ;  $A_s = 1,44 \text{ cm}^2$

■ **Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4,86 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,08 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,08 \rightarrow \beta = 0,955 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,86 \times 10^3}{0,955 \times 18 \times 348} = 0,81 \text{ cm}^2$$

■ **Condition de non fragilité (section en Té) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 1,15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée

On prend : 1T10(filante) + 1T10(chapeau) ;  $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

■ **Sur appui de rive :**

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (12 x 20) cm<sup>2</sup>.

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4,86 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,08 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,08 \rightarrow \beta = 0,970 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,86 \times 10^3}{0,955 \times 18 \times 348} = 0,81 \text{ cm}^2$$

■ **Condition de non fragilité (section en Té) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 0,81 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$  ..... Condition non vérifiée



On prend :  $A_s = 0,81 \text{ cm}^2$

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) ;  $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

### III.3.3.6-Vérification à l'E.L. S :

Le moment dans le plancher courant est ( $M_{ser}=10,14 \text{ KN.m}$ )

#### ► Position de l'axe neutre :

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de la section homogène « S » et la fibre la plus comprimée.

$b=65\text{cm}$ ;  $\eta=15$ ;  $A'=0$ ;  $A=2,36 \text{ cm}^2$ ;  $d=18 \text{ cm}$ ;  $b_0=12\text{cm}$ .

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[ (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + \eta dA + \eta A' d' \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 247,4y - 955 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,55\text{cm}$$

#### • Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A' (y - d')^2 + \eta A_s (d - y)^2$$

$$I = 969,34 + 1,60 + 7391,61$$

$$I = 8362,55 \text{ cm}^4$$

### III.4.Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10,14 \times 10^3}{8362,55} \times 3,55 = 4,30 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_{bc} = 4,30 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée

Remarque : pour le cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$

#### III.4.1.Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{\tau}{b_0 \times d} = \frac{13,81 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,639 \text{ MPa}$$

#### III.4.2.Fissuration non préjudiciable

$$\overline{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

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





$\tau_u = 0,639 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée

**III.4.2.1. Les armatures transversales  $A_t$  :**

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_{Lmin}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10\right) = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte :  $\Phi_t = 5 \text{ mm}$

**III.4.2.2. Calcul des espacements :**

$$\left. \begin{aligned} S_t &\leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t &\leq \min(16,20 ; 40 \text{ cm}) \end{aligned} \right\} \Rightarrow S_t = 16,20 \text{ cm}$$

On Prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

**III.4.2.3. La section des armatures transversales :**

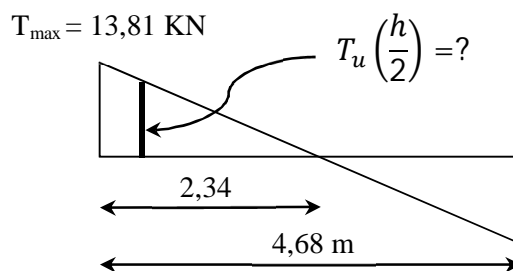
$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (1)$$

$k = 1$  (fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj} = 2,1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

D'où :  $\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u\left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 d}$

On calcul la valeur de l'effort tranchant  $T_u\left(\frac{h}{2}\right)$  par la méthode des triangles semblables.



**Figure III.7 :** Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u\left(\frac{h}{2}\right)}{X - \left(\frac{h}{2}\right)} \Rightarrow T_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{max} \times \left[X - \left(\frac{h}{2}\right)\right]}{X}$$

On calcul la distance « X » :



Avec :  $T_{max} = 13,81 \text{ KN}$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4,68}{2} + \frac{3,23 - 3,23}{5,90 \times 4,68} = 2,34 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,10 \text{ m}$$

$$T_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{10,91 \times (4,68 - 0,10)}{4,68} = 13,51 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{10,91 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,180} = 0,625 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,625 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = -3,26 \times 10^{-4} \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

**III.4.2.4. Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,312 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,40 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,40 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

On prend le max entre (2) et (3)  $\Rightarrow \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq 0,02 \text{ cm}$

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

On trouve :  $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

D'après le RPA 99 (version 2003)

**■ Espacement dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\Phi_l ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 5 \text{ cm}$$

**■ Espacement dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

**III.4.2.5. Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T_u = 10,91 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 4,86 \text{ KN.m}$$



$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{4,86}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 15 \text{ KN}$$

$$F_u = 15 \text{ KN} > T_u = 10,91 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

### III.4.2.6. Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la bielle.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 10,91 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,012 \text{ m} = 1,20 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d)$$

a' : La largeur d'appui.

$$a' = c - c' - 2$$

c : La largeur de l'appui du poteau = 45cm.

c' : L'enrobage = 2cm.

$$a' = 45 - 2 - 2 = 41 \text{ cm}$$

$$a = \min(41 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$a = 16,2 \text{ cm} > 1,60 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### III.4.3. Entrainement des armatures :

#### ▀ Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s$  : Coefficient de cisaillement ;  $\psi_s = 1,5$  pour H. A.



T : L'effort tranchant max ; T = 14,85KN.

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3.

μ : Périmètre d'armatures tendue ; μ = πΦ = π x 1,0= 3,14 cm.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{10,91 \times 10^3}{16,2 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,71 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 0,71 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

### III.4.3.1. Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre b = 35cm

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que :

$$r = 5,5 = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$$

### III.4.3.2. Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Leftrightarrow \frac{20}{423} = 0,047 \geq 0,045 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0_{ser}}} \Leftrightarrow \frac{20}{423} = 0,047 < \frac{10,14}{15 \times 11,67} = 0,057 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,01 > \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

La 2<sup>ème</sup> et la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée ; Donc on passe au calcul pratique de la flèche :

On va calculer :

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}} \quad ; \quad F_v = \frac{M_v \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}}$$

$F_i$  : Flèche due aux charges de faible durée d'application.

$F_v$  : Flèche due aux charges de longue durée d'application.

Avec :



$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$If_i = \frac{1,1xI_0}{1 + \lambda_i x \mu_i} \quad ; \quad If_v = \frac{1,1xI_0}{1 + \lambda_v x \mu_g}$$

$I_0$  : moment d'inertie de la section total rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G.

$If_i$  : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

$If_v$  : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée.

• **Détermination du centre de gravité :**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0\right) + \left[\frac{(h-h_0) \cdot b_0 \cdot (h-h_0)}{2}\right] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) \cdot b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(65 \times 4) \times \left(\frac{4}{2} + 20 - 4\right) + \left[\frac{(20-4) \times 12 \times (20-4)}{2}\right] + 15 \times 2,36 \times 2}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2,36}$$

$$y_G = 12,89 \text{ cm}$$

➤ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I_g = \frac{b \cdot y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - y_G)^3}{3} + \eta \cdot A_s(d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65 \times 12,89^3}{3} - \frac{(65 - 12) \times (12,89 - 4)^3}{3} + \frac{12(20 - 12,89)^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (18 - 12,89)^2$$

$$I_g = 36353,03 \text{ cm}^4$$

■ **Charges prises en comptes :**

- 1) Charge avant mise de revêtement :  $J = 2,8 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/m}$ .
- 2) Charge après mise de revêtement :  $G = 5,06 \times 0,65 = 3,289 \text{ KN/m}$ .
- 3) Charge totale à l'E.L.S :  $P = (G+Q) : P = (5,06+1,5) \times 0,65 = 4.264 \text{ KN/m}$ .

■ **Calcul des moments correspondants :**

$$M_J = \frac{0,85 \cdot J \cdot L^2}{8} = \frac{0,85 \times 1,82 \times (4,68)^2}{8} = 4,23 \text{ KN.m}$$

$$M_G = \frac{0,85 \cdot G \cdot L^2}{8} = \frac{0,85 \times 3,289 \times (4,68)^2}{8} = 7,65 \text{ KN.m}$$

$$M_P = \frac{0,85 \cdot P \cdot L^2}{8} = \frac{0,85 \times 4,264 \times (4,68)^2}{8} = 9,92 \text{ KN.m}$$



▀ Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{4,23 \times 10^3}{2,36 \times 0,9 \times 18} = \mathbf{110,64 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{sG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{7,65 \times 10^3}{2,36 \times 0,9 \times 18} = \mathbf{200,09 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{sP} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{9,92 \times 10^3}{2,36 \times 0,9 \times 18} = \mathbf{259,47 \text{ MPa}}$$

▀ Calcul des coefficients  $f$  ;  $\lambda_i$  ;  $\lambda_v$  :

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,01$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot f} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,01} = 4,11$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 4,11 = 1,644$$

▀ Calcul des coefficients ( $\mu_i$ ) :

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,01 \times 110,64) + 2,1} = 0,44 \\ \mu_G = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,01 \times 200,09) + 2,1} = 0,63 \\ \mu_P = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,01 \times 259,47) + 2,1} = 0,70 \end{cases}$$

▀ Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$If_i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_i} ; I_0 = I_G = 36353,03 \text{ cm}^4.$$

$$If_j = \frac{1,1 \times 36353,03}{1 + 4,11 \times 0,44} = 14238,83 \text{ cm}^4.$$

$$If_G = \frac{1,1 \times 36353,03}{1 + 4,11 \times 0,63} = 11140,98 \text{ cm}^4.$$

$$If_P = \frac{1,1 \times 36353,03}{1 + 4,11 \times 0,70} = 10314,24 \text{ cm}^4.$$

$$If_v = \frac{1,1 \times 36353,03}{1 + 1,644 \times 0,63} = 19643,33 \text{ cm}^4.$$



▀ Calcul des valeurs de la flèche correspondantes :

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}}$$

$$F_{ij} = \frac{4,23 \times (4,68)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 14238,83} = 0,20 \text{ cm}$$

$$F_{iG} = \frac{7,65 \times (4,68)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 11140,98} = 0,47 \text{ cm}$$

$$F_{iP} = \frac{9,92 \times (4,68)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 10314,24} = 0,65 \text{ cm}$$

$$F_{vg} = \frac{7,65 \times (4,68)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 19643,33} = 0,78 \text{ cm}$$

$$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{iP} - F_{iG}$$

$$F_{total} = 0,78 - 0,20 + 0,65 - 0,47$$

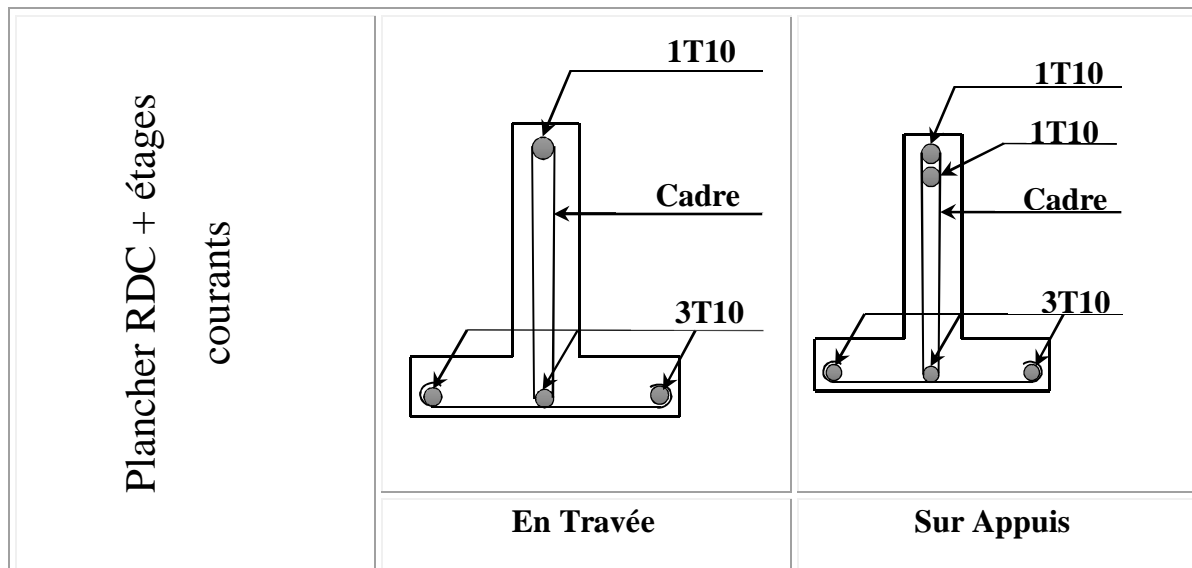
$$F_{total} = 0,76 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{468}{500} = 0,936 \text{ cm}$$

$F_{total} = 0,76 \text{ cm} < F_{adm} = 0,936 \text{ cm}$ .....condition vérifiée.

Donc, il n'y a pas de risque de la flèche.

**III4.4.Dessin de ferrailage des poutrelles :**



**Figure III.8 :** Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants et RDC



### III.5- Calcul des poutrelles du plancher terrasse :

#### III.5.1-Les types de poutrelles :

Avant de définir les types de poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 6,28 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1,00 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q_u = 9,97 \times 0,65 = 6,48 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{ser} = 7,28 \times 0,65 = 4,73 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

#### III.5.2-Méthode de calcul :

Vu que la 3ème condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d. la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), donc on utilise RDM6 pour le calcul des poutrelles.

#### III.5.3-Calcul de ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales acquise du RDM6 :

$$E, L, U \begin{cases} M_{t \max} = 14,41 \text{ Kn.m} \\ M_{a \text{ rive } \max} = 3,55 \text{ Kn.m} \\ M_{a \text{ inter } \max} = 8,13 \text{ Kn.m} \\ T_{\max} = 15,18 \text{ Kn} \end{cases} \quad E, L, S \begin{cases} M_{t \max} = 10,36 \text{ Kn.m} \\ M_{a \text{ rive } \max} = 2,59 \text{ Kn.m} \\ M_{a \text{ inter } \max} = 5,53 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

#### III.5.3.1-Calcul des Armatures longitudinales (à l'ELU) :

##### ■ En travée :

On doit calculer le moment d'équilibre de la table  $M_t$ , pour déterminer la position de l'axe neutre.

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left( \frac{d - h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left( \frac{18 - 4}{2} \right) \times 10^{-3} = 25,78 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 14,41 \text{ kN.m} < M_t = 25,78 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$  soumise à :

$$M_{t \max} = 14,41 \text{ kN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{14,41 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,17} = 0,048 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,048 \rightarrow \beta = 0,975 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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





$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14,41 \times 10^3}{0,975 \times 18 \times 348} = 2,35 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h_t - \frac{h_0}{2}\right)\right) + \left(b_0 \times (h_t - h_0) \times \left(\frac{h_t - h_0}{2}\right)\right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left(65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2}\right)\right) + \left(12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20-4}{2}\right)\right)}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,75 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,75 = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{65 \times (6,25)^3 - ((65 - 12) \times (6,25 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,25)^3}{3}$$

$$I = 15486,91 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,36 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée

On prend : 3T12 ;  $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

- **Sur appui intermédiaire (armatures supérieures) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,13 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,147 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,147 \rightarrow \beta = 0,920$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,13 \times 10^3}{0,920 \times 18 \times 348} = 1,41 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 1,41 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée



On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) ;  $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

► **Sur appui de rive :**

La section calculée est une section rectangulaire de dimension (12 x 20) cm<sup>2</sup>.

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,55 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,064 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,064 \rightarrow \beta = 0,976$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,55 \times 10^3}{0,976 \times 18 \times 348} = 0,58 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 0,58 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$  .....Condition non vérifiée

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) ;  $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

### III.5.3.2 -Vérification à l'E.L.S :

Le moment dans le plancher terrasse est ( $M_{ser}=10,36 \text{ Kn.m}$ )

• **Position de l'axe neutre :**

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de la section homogène « S » et la fibre la plus comprimée.

$$b=65\text{cm}; \eta=15; A'=0; A=3,39 \text{ cm}^2; d=18 \text{ cm}; b_0=12\text{cm}.$$

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[ (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + \eta dA + \eta A' d' \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 262,85y - 1339,3 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4,61\text{cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A'(y - d')^2 + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I = 2122,73 - 4 + 9117$$

$$I = 11235,7 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des contraintes :**

### III.6.Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10,36 \times 10^3}{11235,7} \times 4,61 = 4,25 \text{ MPa}$$



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

$$\sigma_{bc} = 4,25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**II.6. 1.Contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$  :**

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}(d-y)}{I} = 15 \times 10^3 \times \frac{10,36(18-4,61)}{11235,7} = 185,19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{nf_{tj} \text{ MPa}}\right) \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_{st} = 185,19 < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**III.6.1.1.Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{\tau}{b_0 \times d} = \frac{15,18 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,70 \text{ MPa}$$

**III.6.1.2.Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**III.6.1.3.Les armatures transversales  $A_t$  :**

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_{Lmin}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10\right) = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte :  $\Phi_t = 5 \text{ mm}$

**III.6.1.4.Calcul des espacements :**

$$\left. \begin{aligned} S_t &\leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t &\leq \min(16,20 ; 40 \text{ cm}) \end{aligned} \right\} \Rightarrow S_t = 16,20 \text{ cm}$$

On Prend:  $S_t = 15 \text{ cm}$

**III.6.1.5.La section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (1)$$

$k = 1$  (fissuration préjudiciable)



$$f_{tj} = 2,1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u\left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant  $T_u\left(\frac{h}{2}\right)$  par la méthode des triangles semblables.

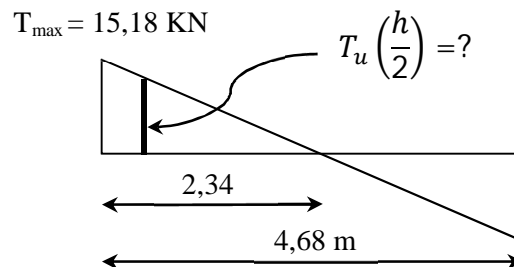


Figure III.9 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u\left(\frac{h}{2}\right)}{X - \left(\frac{h}{2}\right)} \Rightarrow T_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{max} \times \left[X - \left(\frac{h}{2}\right)\right]}{X}$$

On calcule la distance « X » :

Avec :  $T_{max} = 15,18 \text{ kN}$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4,68}{2} + \frac{3,55 - 3,55}{6,48 \times 4,68} = 2,64 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,10 \text{ m}$$

$$T_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{15,18 \times (4,68 - 0,10)}{4,68} = 14,85 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{14,85 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,180} = 0,68 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,68 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 3,26 \times 10^{-3} \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

**III.6.1.6..Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,34 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$



$$\Leftrightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,40 \times b_0}{f_e} \Leftrightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,40 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

On prend le max entre (2) et (3)  $\Leftrightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq 0,02 \text{ cm}$

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

On trouve :  $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \begin{cases} 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

D'après le RPA 99 (version 2003)

■ **Espacement dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\Phi_l ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 5 \text{ cm}$$

■ **Espacement dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

**I. Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T_u = 15,18 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 8,13 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{8,13}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 50,18 \text{ KN}$$

$$F_u = 50,18 \text{ KN} > T_u = 15,18 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

**III.6.2. Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Leftrightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la bielle.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Leftrightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Leftrightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$



$$\Leftrightarrow a \geq \frac{2 \times 15,18 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,017 \text{ m} = 1,70 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d)$$

$a'$  : La largeur d'appui.

$$a' = c - c' - 2$$

$c$  : La largeur de l'appui du poteau = 45cm.

$c'$  : L'enrobage = 2cm.

$$a' = 45 - 2 - 2 = 41 \text{ cm}$$

$$a = \min(41 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$a = 16,2 \text{ cm} > 1,70 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

### III.6.3. Entraînement des armatures :

#### ▀ Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{ser}} = \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s$  : Coefficient de cisaillement ;  $\psi_s = 1,5$  pour H. A.

T : L'effort tranchant max ; T = 15,18KN.

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3.

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,2 = 3,77 \text{ cm}$ .

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{15,18 \times 10^3}{16,2 \times 3,77 \times 3 \times 10^2} = 0,83 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 0,83 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

### III.6.4. Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre  $\Phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre  $b = 35 \text{ cm}$



Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que :

$$r = 5,5 = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$$

### III.6.5- Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{423} = 0,047 > 0,045 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{20}{423} = 0,047 > \frac{10,36}{15 \times 12,96} = 0,05 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,01 > \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée ; Donc on passe au calcul pratique de la flèche :

On va calculer :

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_i} \quad ; \quad F_v = \frac{M_v \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_v}$$

$F_i$  : Flèche due aux charges de faible durée d'application.

$F_v$  : Flèche due aux charges de longue durée d'application.

Avec :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$If_i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_i} \quad ; \quad If_v = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$I_0$  : moment d'inertie de la section total rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G.

$If_i$  : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

$If_v$  : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée.

#### • Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0\right) + \left[\frac{(h-h_0) \cdot b_0 \cdot (h-h_0)}{2}\right] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) \cdot b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(65 \times 4) \times \left(\frac{4}{2} + 20 - 4\right) + \left[\frac{(20-4) \times 12 \times (20-4)}{2}\right] + 15 \times 3,39 \times 2}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 3,39}$$

$$y_G = 12,56 \text{ cm}$$



• **Détermination du moment d'inertie :**

$$I_g = \frac{b \cdot y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - y_G)^3}{3} + \eta \cdot A_s(d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65 \times 12,56^3}{3} - \frac{(65 - 12) \times (12,56 - 4)^3}{3} + \frac{12(20 - 12,56)^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (18 - 12,56)^2$$

$$I_g = 35001,24 \text{ cm}^4$$

▀ **Charges prises en comptes :**

4) Charge avant mise de revêtement :  $J = 2,8 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/m}$ .

5) Charge après mise de revêtement :  $G = 6,28 \times 0,65 = 4,082 \text{ KN/m}$ .

6) Charge totale à l'E.L.S :  $P = (G+Q) : P = (6,28+1,00) \times 0,65 = 4,732 \text{ KN/m}$ .

▀ **Calcul des moments correspondants :**

$$M_j = \frac{0,85 \cdot J \cdot L^2}{8} = \frac{0,85 \times 1,82 \times (4,68)^2}{8} = 4,23 \text{ KN.m}$$

$$M_G = \frac{0,85 \cdot G \cdot L^2}{8} = \frac{0,85 \times 4,082 \times (4,68)^2}{8} = 9,50 \text{ KN.m}$$

$$M_P = \frac{0,85 \cdot P \cdot L^2}{8} = \frac{0,85 \times 4,732 \times (4,68)^2}{8} = 11,01 \text{ KN.m}$$

▀ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{4,23 \times 10^3}{3,39 \times 0,9 \times 18} = 77,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{9,50 \times 10^3}{3,39 \times 0,9 \times 18} = 172,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sP} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{11,01 \times 10^3}{3,39 \times 0,9 \times 18} = 200,5 \text{ MPa}$$

▀ **Calcul des coefficients  $f$  ;  $\lambda_i$  ;  $\lambda_v$  :**

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,01$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot f} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,01} = 4,11$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 4,11 = 1,644$$





▀ Calcul des coefficients ( $\mu_i$ ) :

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,01 \times 77,02) + 2,1} = 0,29 \\ \mu_G = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,01 \times 172,98) + 2,1} = 0,60 \\ \mu_P = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,01 \times 200,5) + 2,1} = 0,63 \end{cases}$$

▀ Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$If_i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_i} ; I_0 = I_G = 36353,03 \text{ cm}^4.$$

$$If_j = \frac{1,1 \times 35001,24}{1 + 4,11 \times 0,29} = 17565,29 \text{ cm}^4.$$

$$If_G = \frac{1,1 \times 35001,24}{1 + 4,11 \times 0,60} = 11108,30 \text{ cm}^4.$$

$$If_P = \frac{1,1 \times 35001,24}{1 + 4,11 \times 0,63} = 10726,70 \text{ cm}^4.$$

$$If_v = \frac{1,1 \times 35001,24}{1 + 1,644 \times 0,60} = 19382,48 \text{ cm}^4.$$

▀ Calcul des valeurs de la flèche correspondantes :

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_i}$$

$$F_{ij} = \frac{4,23 \times (4,68)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 17565,29} = 0,16 \text{ cm}$$

$$F_{iG} = \frac{9,50 \times (4,68)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 11108,30} = 0,58 \text{ cm}$$

$$F_{iP} = \frac{11,01 \times (4,68)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 10726,70} = 0,69 \text{ cm}$$

$$F_{vg} = \frac{7,65 \times (4,68)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 19382,48} = 0,79 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{iP} - F_{iG}$$

$$F_{\text{total}} = 0,79 - 0,16 + 0,69 - 0,58$$

$$F_{\text{total}} = 0,74 \text{ cm}$$



$$F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{468}{500} = 0,936 \text{ cm}$$

$F_{total} = 0,74 \text{ cm} < F_{adm} = 0,936 \text{ cm}$ .....condition vérifiée.

Donc, il n’y a pas de risque de la flèche.

**III.7.Dessin de ferrailage des poutrelles :**

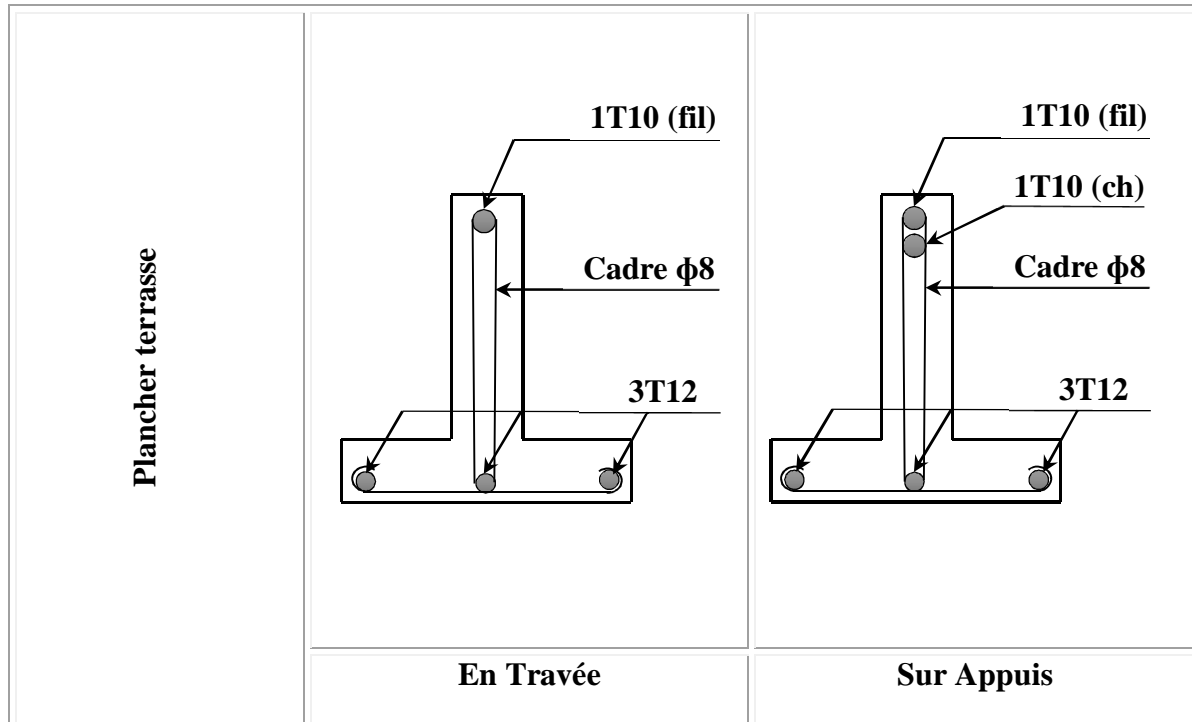


Figure III.10 : Dessin de ferrailage des poutrelles de terrasse

**III.8.-Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d’un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33cm (3.par m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

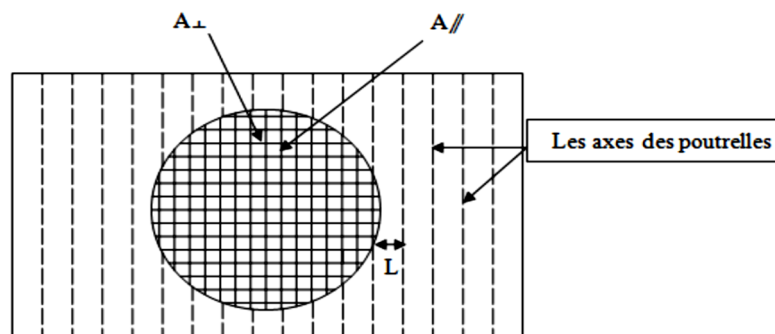


Figure III.11 : ferrailage de la dalle de compression

– Section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles :



$$A_{\perp} \geq 200/f_e \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/f_e \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

Avec  $l$  : l'écartement entre axe des nervures

– Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$F_e = 235 \text{ Mpa}$$

$$50\text{cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 235 = 1,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend  $A_{\perp} = 5 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_{//} \geq 1,41/2 = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } A_{//} = 3 \phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On prend un quadrillage de section TS  $\phi 6$  avec un espacement de 15 cm



Chapitre –IV–

---

Calcul des éléments non structuraux

### IV.1-Etude de l'acrotère

#### Introduction:

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée a sa base soumise à :

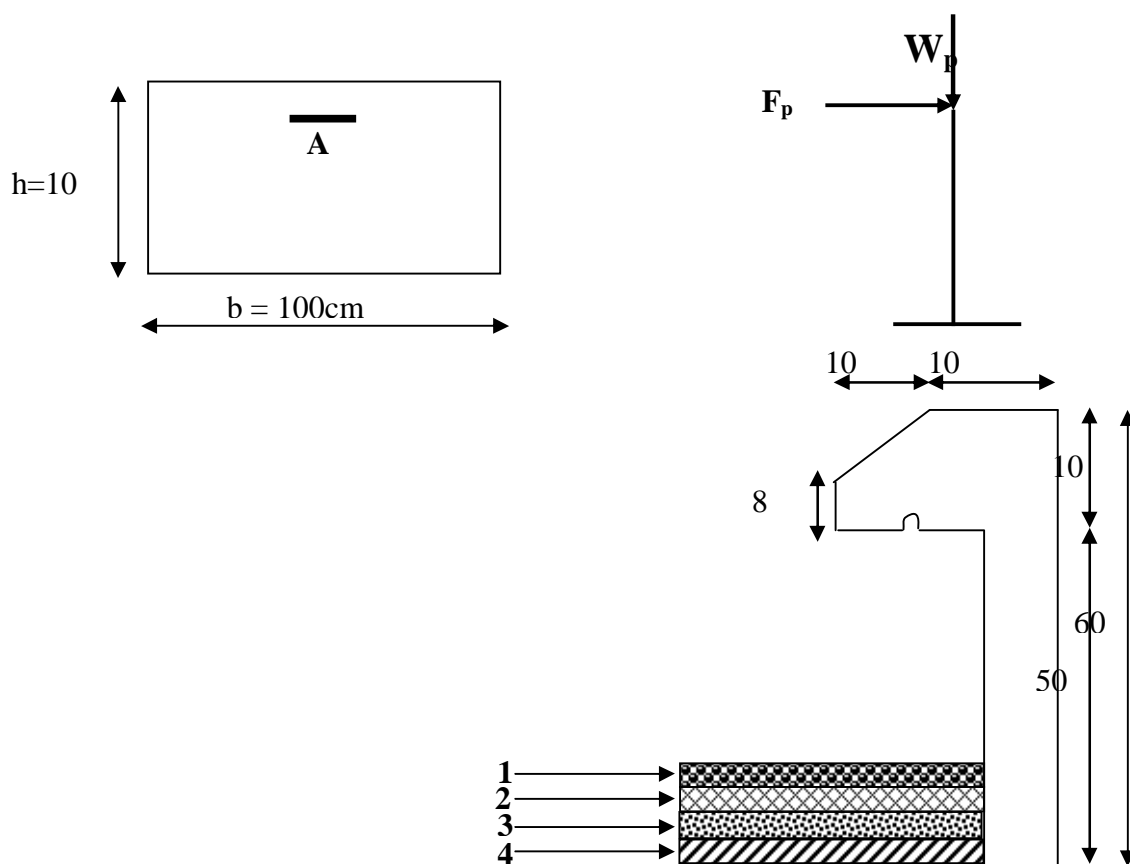
$W_p$  : Effort dû à son poids propre.

$M$  : Moment dû à une force statique équivalente horizontale

L'acrotère est soumis à la flexion composée, et la fissuration est prise comme étant préjudiciable (acrotère exposé aux intempéries) vue que la hauteur de l'acrotère à étudier est faible, on négligera le calcul du flambement.

#### IV.1.1-Acrotère de la terrasse inaccessible:

##### -Schéma de calcul:



- Schéma de l'acrotère-

#### IV.1.2-Caractéristiques:

La hauteur =60cm.

L'épaisseur =10cm.

- Protection gravillon
- Etanchéité multicouche.
- Forme de pente.



– Isolation thermique.

Le calcul se fera sur une bande de 1m linéaire d'acrotère.

#### IV.1.3-Calcul des actions:

On a :  $W_p = S \cdot \gamma_b$

$$S = \left[ 0,1 \times 0,6 + 0,1 \times \frac{(0,08 + 0,1)}{2} \right] = 0,069 m^2$$

Donc :  $W_p = 0,069 \times 25 = 1,725 \text{ KN/mL}$

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

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée.

#### IV.1.4- Calcul des sollicitations et le ferrailage à l'E.L.U.R:

##### a- Calcul des sollicitations:

$$N_u = 1,35 W_p = 1,35 \times 1,725 = 2,333 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1,5 h \cdot Q = 1,5 \times 0,6 \times 1,00 = 0,9 \text{ KN.m}$$

##### b - Ferrailage:

Centre de pression:  $e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,90}{2,33} = 0,39 m$  On prend  $c = c' = 2 cm$ .

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures,

On vérifie si la section est partiellement comprimée, car  $e > \left( \frac{h}{2} \right) - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 cm$

Donc le calcul se fera pour une section de (100. 10) cm<sup>2</sup> en flexion simple sous l'action d'un moment par rapport aux armatures inférieures

$$M_u = N_u \left( e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2,3(0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02)$$

$$M_u = 0,98 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - c') - M_u \leq [0,337h - 0,81c'] b \cdot h \cdot \sigma_{bc}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \cdot (d - c') - M_u = 2,33(0,08 - 0,02) - 0,98 = -0,84 \text{ KN.m} \\ [0,337h - 0,81c'] b \cdot h \cdot \sigma_{bc} = [0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02] \times 1 \times 0,10 \times 14,17 \times 10^3 = 24,80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc:

24,80 > -0,84 la section est partiellement composée et le calcul sera fait pour une section rectangulaire.

$$(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$$



**c- Calcul de ferrailage :**

$M_u=0,98\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{0,98 \times 10^3}{100(8)^2 \times 14,17} = 0,0108 \langle \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$\alpha = 0,0126$

$\beta = 0,995$

$$A_{sl} = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_e} = \frac{0,98 \times 10^3}{7,95 \times 348} = 0,35 \text{cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_s = A_{sl} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,35 - \frac{23,3}{348} = 0,28 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$A_{sl}$  : Section des armatures en flexion simple

$A_s$  : Section des armatures en flexion composée

**IV.1.5- Calcul des sollicitations et le ferrailage à L.E.L.S:**

**a- Calcul des sollicitations :**

$N_{ser} = w_p = 1,725 \text{ KN}$

$M_{ser} = Q.h = 0,60 \times 1,00 = 0,6 \text{ KN.m}$

**b- Ferrailage:**

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,725} = 0,35 \text{m} \\ \frac{h_t}{6} = 0,0166 \end{array} \right. \Rightarrow e > \frac{h_t}{6}$$

-Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait en flexion simple.

$$M_{ser} = N_{ser} \left( e + \frac{h}{2} - c \right) = 1,725(0,35 + 0,05 - 0,02) = 0,6555 \text{KN.m}$$

La fissuration est préjudiciable.

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta.f_{c28}} \right\} = 202 \text{MPa} \quad \text{Avec } \eta = 1,6 \text{ pour H.A}$$

$\sigma_s = \min (267\text{MPa}; 202\text{MPa})=202\text{MPa}$

$\sigma_b = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$

$$\mu = \frac{M_{ser}}{b.d^2.\sigma_s} = \frac{655,5}{100 \times 8^2 \times 202} = 0,000507 \langle \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Du tableau on aura :  $K_1=113,2$ ;  $B_1=0,961$ .

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{K_1} = \frac{202}{113,2} = 1,785 \text{MPa.}$$

$\sigma_b = 1,785 \text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$



Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$A_{sl} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d \sigma_s} = \frac{655,5}{0,961 \times 8 \times 202} = 0,42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = A_{sl} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = 0,42 - \frac{17,25}{202} = 0,34 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**IV.1.6-Condition de non fragilité:**

$$A_{s \min} = 0,23 b \cdot d = \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d}$$

$$A_{s \min} = 0,23 \times \frac{100 \times 8 \times 2,1}{400} \times \frac{0,3 - (0,45 \times 8)}{0,3 - (0,185 \times 8)} = 0,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

donc :  $A_s = \max(A_{su}; A_{sl}; A_{s \min})$

$$A_s = \max(0,28; 0,35; 0,92) = 0,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Choix des aciers:-**

On adopte **4Φ6**;  $A=1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$  et  $S_t= 27 \text{ cm}$ .

**IV.1.7-Vérification de l'effort tranchant:**

$$V_{\max} = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{1,5}{0,08 \times 1} = 18,75 \text{ KN} = 0,0187 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable

$$\overline{\tau_u} = \min\{0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} > \tau_u = 0,01875 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**IV.1.8-Verification du ferrailage vis-à-vis du séisme:**

D'après le **R.P.A.99** article **(6.2.3 page 43)**.les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés sous l'action des forces horizontales suivent la formule:

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

$$= 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125$$

$$F_p = 1,37 \text{ KN}$$

A : Coefficient d'accélération de zone  $A = 0,15$

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

$W_p$  : Poids des éléments considérés  $W_p = 1,725 \text{ KN}$

$F_p$  : Force horizontale pour les éléments secondaires structuraux, Il faut vérifier que :

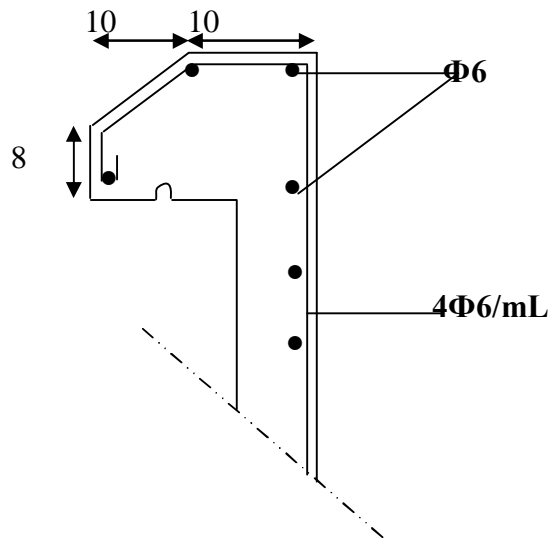
$$F_p \leq Q ; Q = 1,5 \times 1,00 = 1,5 \text{ KN}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 1,725 \times 0,8 = 0,828 \text{ KN} < 1,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc:  $F_p < Q$  le ferrailage calculé résiste bien aux efforts extérieurs.







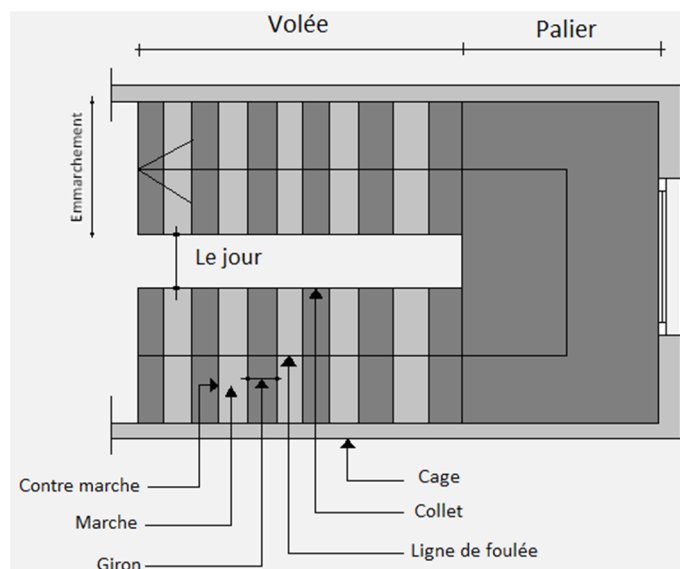
- Schéma de ferrailage de l'acrotère

## IV.2 Étude d'escaliers

### IV.2.1 Le type d'escalier

#### Au niveau du RDC :

Dans notre étude, nous avons un seul type d'escalier (escalier à marche consoles)  
 Ce type d'escaliers la marche est encastrée dans un mur voile, Cette conception est  
 Surtout recommandée dans l'escalier en hélice ou lorsque il est difficile de placer des poteaux  
 et des poutres dans la cage d'escaliers.



IV.4. Vue en plan de l'escalier



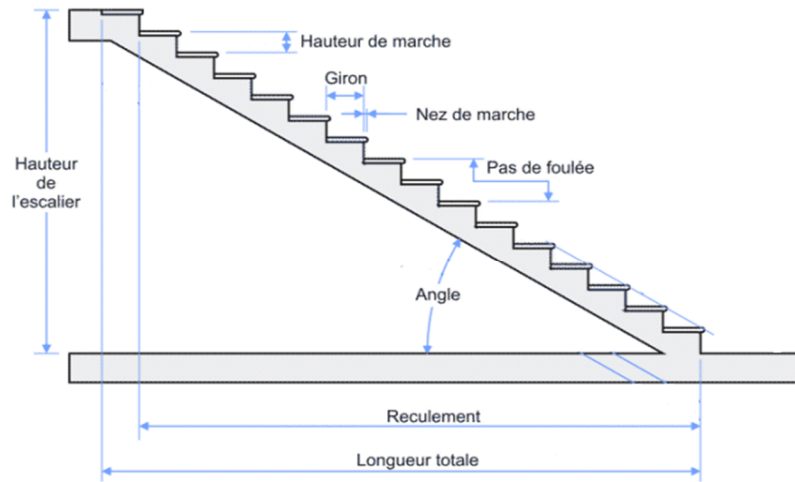


Figure IV.1 Coupe de l'escalier console

a) Dimensionnement des marches et contre marches :

on a :

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

Donc d'après Blondel on a :

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

La solution de l'équation est :  $n = 19$  (nombre de contre marche)

Donc :  $n - 1 = 7$  (nombre de marche)

$$h = 19 \text{ cm et } g = 29 \text{ cm } L = 200 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 19) + 29 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{19}{29} = 0,6 \Rightarrow \alpha = 31^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,86$$

b) Épaisseur de la volée ( $e_v$ ) :

$$e_v = 4 \text{ cm}$$

Section de calcul (marche +paillasse) :

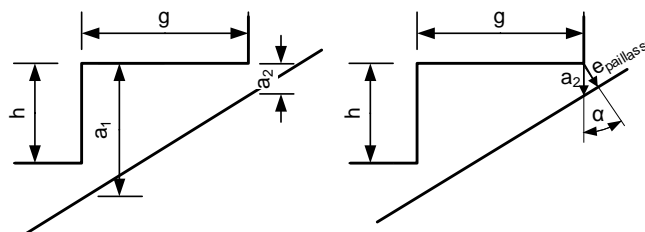


Figure IV.6: Escalier console



$$heq = \frac{a1 + a2}{2} + \frac{(h + a2) + a2}{2} = \frac{h + 2a2}{2} + \frac{h}{2} + a2 = \frac{\text{epaillasse}}{\cos\alpha} = \frac{19}{2} + \frac{4}{0,86}$$

$$= 14.15\text{cm}$$

$$heq = 14.15 \text{ cm}$$

#### IV.2.2. Évaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

##### – Marche

**Tableau IV.1** Descente de charges de la marche

N <sup>0</sup>	Désignation	G (m)	Ep (m)	densité kN/m <sup>3</sup>	Poids kN/m
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,3	0,02	20,00	0,12
2	Mortier de ciment horizontal	0,3	0,02	20,00	0,12
3	Lit de sable	0,3	0,02	18,00	0,108
4	Revêtement en carrelage vertical ep x20x h/g	0,3	0,02	20,00	0,524
5	Mortier de ciment vertical ep x20x h/g	0,3	0,02	20,00	0,524
7	Poids propre des marches/paillasse heq x $\gamma_{ba}$ x g	0,3	0,13 6	25,00	1,02
8	Garde- corps	0,3	/	0,10	0,03
9	Enduit en plâtre	0,3/0,86	0,02	10,00	0,07

Charge permanente : G=2.52kN/ marche

Surcharge d'exploitation (poids de deux personnes) : Q=150 kgf =1,5kN/marche

Le calcul suivant se fait pour une marche :

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) = 5.65\text{kN/marche}$$

$$Q_{ser} = (G + Q) = 4.02\text{kN/marche}$$

$$\begin{cases} q_u = 5.65 \text{ kN/marche} \\ q_{ser} = 4.02 \text{ kN/marche} \end{cases}$$

#### IV.2.3 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

$$G_{\text{garde-Corps}} = 0,03 \times 1 = 0,03 \text{ kN}$$

##### – Détermination du moment fléchissant et effort tranchant

$$M_{\text{max}} = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = -\frac{5.65 \times 0.9^2}{2} = -2.29 \text{ kN.m}$$

$$T_{\text{max}} = q_u \times l = 5.65 \times 0.9 = 5,09 \text{ kN}$$



**IV.2.4 Ferrailage de la marche :****Le moment ultime :**

$$M_{max} = -2.29 \text{ KN.m} ; h_{eq} = 14.15 \text{ cm} ; d = 12.7 \text{ cm}$$

$$b = g = 29 \text{ cm}$$

**Le moment réduit  $\mu_u$  :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2.29 \times 10^3}{29 \times 12.7^2 \times 14.17} = 0.035 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

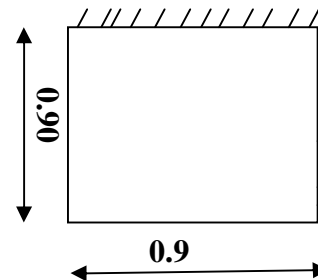
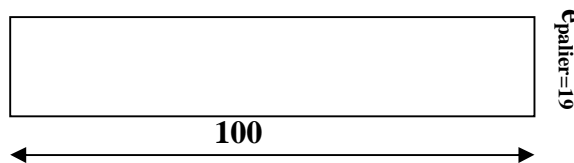
On a :  $\beta = 0.9825$ **La section d'acier :**

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.29 \times 10^3}{0.9825 \times 12.7 \times 348} = 0.53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 12.7 \times 29 \times \frac{2.1}{400} = 0.44 \text{ cm}^2$$

On adopte **2T12** avec : soit  $2.26 \text{ cm}^2 / \text{marche}$ **IV.2.5 Le palier ;**

Un sel type de palier « console »

**Section a étudié****Palier consol****Tableau IV.2.**descente de charges du palier

N <sup>=0</sup>	Désignation	Ep (m)	densité KN/m <sup>3</sup>	Poids KN/m
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20	0,4
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,03	20	0,6
7	Poids propre de palier $\gamma_{ba} \times e_p$	0,12	25,00	3,00
9	Enduit en plâtre	0,015	10,00	0,15

$$G = 4.55 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 1,35(4.55) + 1,5(2,5) = 9.89 \text{ kN/m}$$

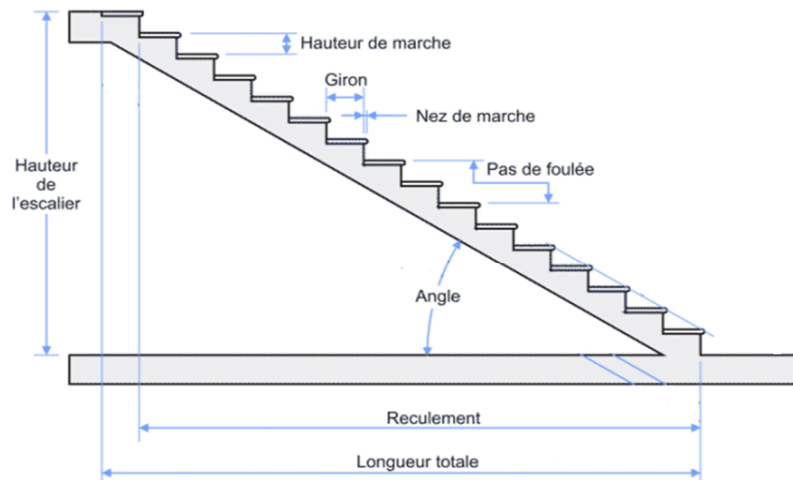




## 2.7 Le type d'escalier

### .Au niveau d'étage courant :

Dans notre étude, nous avons un seul type d'escalier (escalier à marche consoles)  
Ce type d'escaliers la marche est encastree dans un mur voile, Cette conception est  
Surtout recommandée dans l'escalier en hélice ou lorsque il est difficile de placer des poteaux  
et des poutres dans la cage d'escaliers.



**Figure IV.3.**Coupe de l'escalier console

#### a) Dimensionnement des marches et contre marches :

on a :

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

Donc d'après Blondel on a :

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

La solution de l'équation est :  $n = 19$  (nombre de contre marche)

Donc :  $n - 1 = 7$  (nombre de marche)

$$h = 18 \text{ cm et } g = 29 \text{ cm } L = 200 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 18) + 29 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{18}{29} = 0,6 \Rightarrow \alpha = 31^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,86$$

#### b) Épaisseur de la volée ( $e_v$ ) :

$$e_v = 4 \text{ cm}$$

#### Section de calcul (marche +paillasse) :



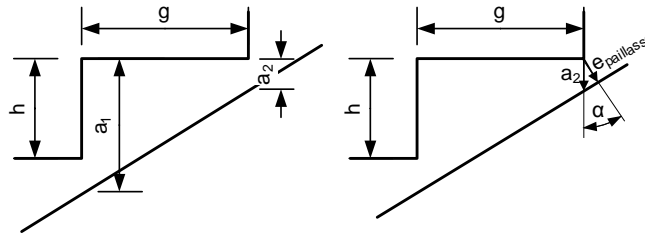


Figure IV.4: Escalier console

$$heq = \frac{a1 + a2}{2} + \frac{(h + a2) + a2}{2} = \frac{h + 2a2}{2} + \frac{h}{2} + a2 = \frac{epaillasse}{\cos\alpha} = \frac{18}{2} + \frac{4}{0,86}$$

$$= 13.65\text{cm}$$

$$heq = 13.65 \text{ cm}$$

#### IV.2.8. Évaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

##### 1) Marche

Tableau IV.3 descente de charges de la marche

N <sup>o</sup>	Désignation	G (m)	Ep (m)	densité kN/m <sup>3</sup>	Poids kN/m
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,3	0,02	20,00	0,12
2	Mortier de ciment horizontal	0,3	0,02	20,00	0,12
3	Lit de sable	0,3	0,02	18,00	0,108
4	Revêtement en carrelage vertical ep x20x h/g	0,3	0,02	20,00	0,49
5	Mortier de ciment vertical ep x20x h/g	0,3	0,02	20,00	0,49
7	Poids propre des marches/paillasse heq x γ <sub>ba</sub> x g	0,3	0,13 6	25,00	0,986
8	Garde- corps	0,3	/	0,10	0,03
9	Enduit en plâtre	0,3/0,86	0,02	10,00	0,07

Charge permanente : G=2.41kN/ marche

Surcharge d'exploitation (poids de deux personnes) : Q=150 kgf =1,5kN/marche

Le calcul suivant se fait pour une marche :

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) = 5.50\text{kN/marche}$$

$$Q_{ser} = (G + Q) = 3.91\text{kN/marche}$$



$$\begin{cases} q_u = 5.50 \text{ kN/marche} \\ q_{ser} = 3.91 \text{ kN/marche} \end{cases}$$

## 2) Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :

$$M_{max} = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = -\frac{5.50 \times 0.9^2}{2} = -2.22 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = q_u \times l = 5.50 \times 0.9 = 4,95 \text{ kN}$$

### IV.2.9 Ferrailage de la marche :

#### Le moment ultime :

$$M_{max} = -2.22 \text{ kN.m} ; h_{eq} = 13.65 \text{ cm} ; d = 12.3 \text{ cm}$$

$$b = g = 29 \text{ cm}$$

#### Le moment réduit $\mu_u$ :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2.22 \times 10^3}{29 \times 12,3^2 \times 14,17} = 0,035 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,9825$$

#### La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.22 \times 10^3}{0,9825 \times 12,3 \times 348} = 0,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

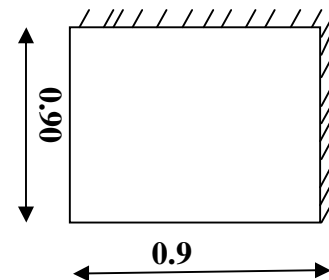
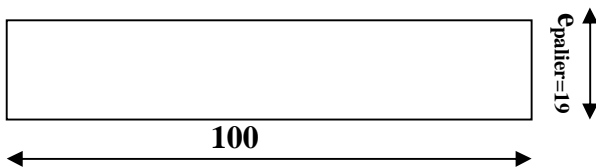
$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 12,3 \times 29 \times \frac{2,1}{400} = 0,43 \text{ cm}^2$$

On adopte **2T12** avec : soit  $2,26 \text{ cm}^2 / \text{marche}$

### IV.3. Le palier ;

Un sel type de palier « console »

#### Section a étudié



Palier consol





Tableau IV.4. descente de charges du palier

N <sup>o</sup>	Désignation	Ep (m)	densité KN/m <sup>3</sup>	Poids KN/m
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20	0,4
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,03	20	0,6
7	Poids propre de palier $\gamma_{ba} \times e_p$	0,12	25,00	3,00
9	Enduit en plâtre	0,01 5	10,00	0,15

$$G = 4.55 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 1,35(4.55) + 1,5(2,5) = 9.89 \text{ kN/m}$$

$$9.89 \times 1\text{m} = 9.89\text{kN/ml}$$

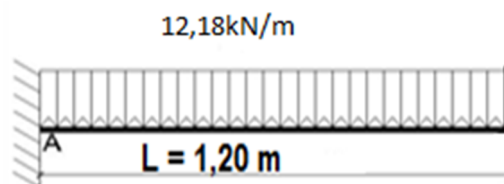


Figure IV.5: Schéma statique d'un palier console.

$$M_{\max} = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = \frac{9.89 \times 0.9^2}{2} = -4.00 \text{ kN.m}$$

**Ferraillage du palier :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4.00 \times 10^3}{100 \times 10.8^2 \times 14,17} = 0,024 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,988$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,00 \times 10^3}{0,988 \times 10.8 \times 348} = 1,08\text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10.8 \times 2,1}{400} = 1,30\text{cm}^2$$

On a  $A_s < A_{\min}$  donc :

On prend comme choix **3T10 p.m.** soit 2.36cm<sup>2</sup> / ml



Dans l'autre direction on garde le même choix de ferrailage **3T10 p.m.** soit  $2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

#### IV.3.1 Les vérifications :

- La marche

##### 1) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 29 \times 12,7 \times 2,1}{400} = 0,44 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 0,44 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

##### 2) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{3,62 \times 10}{29 \times 12,7} = 9,8 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

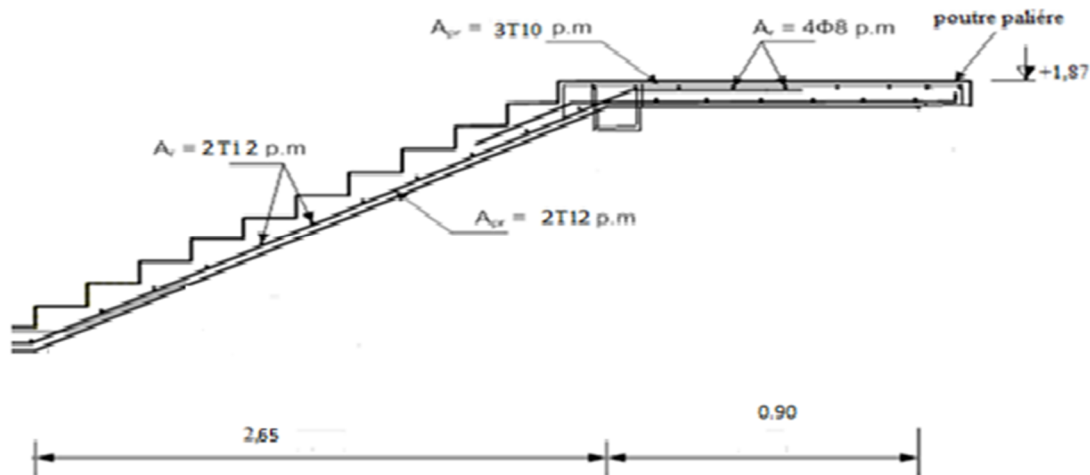


Figure IV.6: Ferrailage de l'escalier

#### IV.4. Balcon :

Le balcon est un élément d'architecture consistant en une dalle pleine encastree dans la poutre et entourée d'une rampe ou d'un mur de protection, elle est considérée comme étant une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment

Rappelles

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

L'épaisseur de la dalle pleine dépend de la :

- Résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{120}{20} = 6 \text{ cm}$$

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



- Sécurité en matière d'incendie :  $e > 11$  cm pour 2 heures de coup feu.

On adopte :  $e = 15$  cm.

#### IV.2.1 Etude des charges et des sollicitations :

a) Décote des charges :

Revêtement en carrelage (2 cm) :  $2 \times 0,20 \dots \dots \dots = 0,40$  KN/m<sup>2</sup>

Mortier de pose (2 cm) :  $2 \times 0,20 \dots \dots \dots = 0,40$  KN/m<sup>2</sup>

Sable fin pour mortier (1,5 cm) :  $1,5 \times 0,19 \dots \dots \dots = 0,29$  KN/m<sup>2</sup>

Dalle pleine (1 cm) :  $12 \times 0,25 \dots \dots \dots = 3$  KN/m<sup>2</sup>

Enduit en ciment (1,5 cm) :  $1,5 \times 0,18 \dots \dots \dots = 0,27$  KN/m<sup>2</sup>

$$G = 4,36 \text{ kN/m}^2$$

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

**A l'ELU :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 4,36) + (1,5 \times 3,50) = 11,14 \text{ kN/m}^2.$$

pour une bande de 1m de largeur on a :

$$Q_u = 11,14 \times 1 \text{ m} = 11,14 \text{ kN/ml}.$$

$$Q_{ser} = G + Q = 4,36 + 3,50 = 7,86 \text{ kN/m}^2.$$

pour une bande de 1m de largeur on a :

$$Q_{ser} = 7,86 \times 1 \text{ m} = 7,86 \text{ kN/ml}.$$

#### IV.4.1. Calcul de la charge concentrée :

Le balcon supporte la charge d'un mur en briques perforés de 1,1 m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

**1) Poids propre du mur :**

$$P_{mur} = \gamma_{mur} \times b \times h = 9 \times 0,1 \times 1,2 \text{ m} = 1,08 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } P_{u\ mur} = 1,35P_{mur} = 1,35 \times 1,08 = 1,46 \text{ kN}$$

**2) Poids de l'enduit en ciment :**

$$P_{enduit} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 18 \times 0,02 \times 1,2 \times 1 \text{ m} = 0,43 \text{ kN}$$

D'où :

$$P_{u\ enduit} = 1,35P_{enduit} = 1,35 \times 0,43 = 0,58 \text{ kN}$$

**3) Charges totales :**

$$P_u = P_{u\ mur} + P_{u\ enduit} = 1,46 + 0,58 = 2,04 \text{ kN}$$

$$P_{ser} = P_{mur} + P_{enduit} = 1,08 + 0,43 = 1,51 \text{ kN}$$



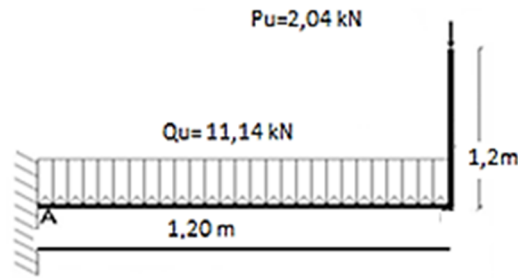


Figure IV.7 : Schéma statique du balcon.

#### 4) Calcul du moment max. et de l'effort tranchant max :

$$M_{max} = -\frac{Q_U l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{11,14 \times 1,20^2}{2}\right) - (2,04 \times 1,20) = -10,47 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = Q_U l + P_u = (11,14 \times 1,20) + 2,04 = 15,41 \text{ kN} .$$

#### IV.4.2 Ferrailage :

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10,47 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,041 < \mu_r = 0,0392$$

Donc : A' n'existe pas et  $\beta = 0,979$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,47 \times 10^3}{0,979 \times 13,50 \times 348} = 2,28 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On adopte **4T12** par m soit  $4,52 \text{ cm}^2$  et  $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On prend **5T8**, soit  $2,51 \text{ cm}^2$  l'espacement  $S_t = 27 \text{ cm}$

#### IV.4.3 Vérifications :

##### 1) Condition de non fragilité :

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

$$A_{adpt} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

##### 2) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{15,41 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,11 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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



**3) Contraintes d'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{15,41 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 18,08 \times 10^2} = 0,701 \text{ MPa}$$

Avec :

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

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendues  $4T12=18,08$ ;

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

$\psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou à haute adhérence

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

$$\tau_{se} = 0,90 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**IV.4.3.1 La vérification des contraintes à l'E.L.S. :**

$$A_{adpt} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser}l^2}{2} - P_{ser}l = -\frac{7,86 \times 1,2^2}{2} - (1,51 \times 1,2) = -7,47 \text{ kN.m}$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67,8y - 915,3 = 0 \rightarrow \begin{cases} \Delta = 187656,84 \\ y_1 = -5,01 \\ y_2 = 3,65 \end{cases} \rightarrow y_2 = 3,65 \text{ cm}$$

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

**– Détermination du moment d'inertie :**

$$\begin{aligned} I &= \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + ((15 \times 4,52)(13,50 - 3,65)^2) \\ &= 8199,03 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

**– Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{7,47 \times 10^3}{8199,03} \times 3,65 = 3,32 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,32 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**– Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

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

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{7,47 \times 10^3}{8199,03} \times (13,50 - 3,65) = 134,61 \text{ MPa}$$



$$\sigma_{st} = 134,61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

– **Vérification de la flèche :**

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

Avec :

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

– **Détermination du centre de gravité :**

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left( (b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 4,52 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 4,52)}$$

$$= 7,76 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,76 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,24 \text{ cm}$$

– **Calcul du moment d'inertie :**

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

$$= \frac{100 \times 7,76^3}{3} + \frac{100 \times 7,24^3}{3} + (15 \times 4,52) \times (13,50 - 7,76)^2$$

$$= 30460,25 \text{ cm}^4$$

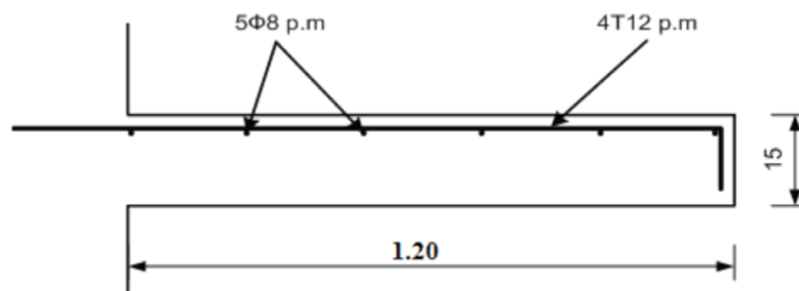
– **Calcul de la flèche :**

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[ \frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,20^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 30460,25} \times \left[ \frac{11,14 \times 1,20}{8} + \frac{2,04}{3} \right] = 0,041 \text{ cm}$$

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

$$F_{cal} = 0,041 \text{ cm} < F_{adm} = 0,48 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**IV.4.3.2 Schéma du ferrailage**

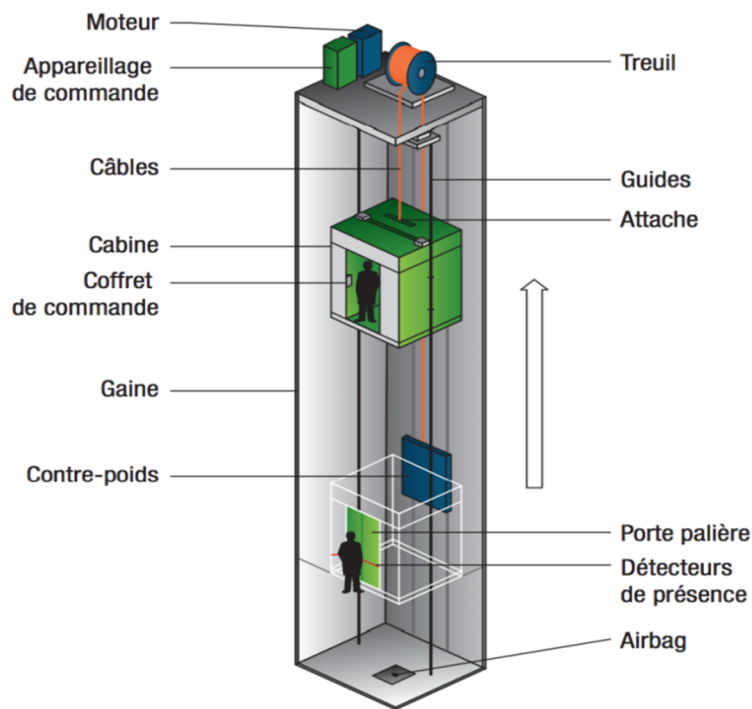


**Figure IV.8** Ferrailage du balcon

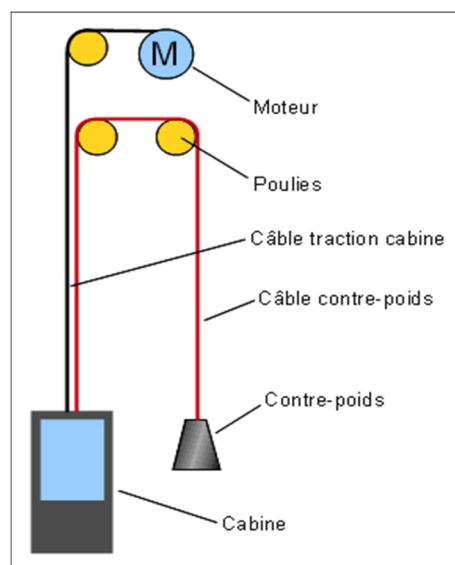


**IV.5.L'ascenseur :**

L'ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il se trouve dans les constructions dépassants les 5 étages, où l'usage des escaliers devient fatigant. L'ascenseur est installé dans la cage d'ascenseur, ou il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine. Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes.



**Figure IV.9 :** Schéma d'un ascenseur.



**Figure IV.10:** Schéma de principe de l'ascenseur.



### IV.5.1 Calcul du poids des composants de l'ascenseur :

L'ascenseur mécanique est constitué de :

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

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

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

$Q$  : La charge en cabine ;

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

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m<sup>2</sup>. Ses dimensions selon (NFP82-22).

Largeur de la cabine : 1,75 m

Langueur de la cabine : 1,75m

Hauteur : 2,20m

La largeur de passage libre : 0,7m

La hauteur de passage libre : 2,00m

La hauteur de la course : 22.86 m

La surface latérale  $S = ((2 \times 1,75) + 1,75) \times 2,20 = 11,55 \text{ m}^2$

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

**Tableau IV.5** : Poids des composants de l'ascenseur.

Poids de la cabine avec $S = 11,55 \text{ m}^2$	$M_1 = 11,5 \times 11,55 \times 2 = 265,65 \text{ kg}$
Poids du plancher : avec $S = 1,75 \times 2,2 = 3,85 \text{ m}^2$	$M_2 = M_0 \times S = 110 \times 3,85 = 423,5 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M_3 = M_{01} \times S = 20 \times 5,1 = 103,4 \text{ kg}$
Poids de l'arcade :	$M_4 = 60 + (80 \times 2) = 220 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M_5 = 50 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de la cabine avec $S = 2,0 \times 0,7 = 1,4 \text{ m}^2$	$M_8 = 80 + (1,4 \times 25) = 115 \text{ kg}$





- Poids mort total :  $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1317,55 \text{ kg}$
- Contre poids :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1317,55 + \frac{675}{2} = 1655,05 \text{ kg}$

#### IV.5.2 Calcul de la charge totale $q_u$ :

##### IV.3.2.1 Calcul de la charge de rupture :

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

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

On a :  $C_r = C_s \times M$

Avec :

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

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

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

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

$M_g$  : Poids du câble.

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

Donc :  $C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1317,55) = 23910,6 \text{ kg}$

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

$$C_r = \frac{23910,6}{0,85} = 28130,12 \text{ kg}$$

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

Avec:

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

n : Nombres des câbles.

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

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{28130,12}{8152 \times 2} = 1,72$$

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



## IV.3.2.2 Calcul des poids des câbles :

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

Avec :

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

n : Nombre des câbles,  $n = 2$  ;

L : Longueur du câble,  $L = 22,86 \text{ m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 22,86 = 23,54 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1317,55 + 23,54 = 2016,09 \text{ kg}$$

IV.3.2.3 Vérification de  $C_r$  :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{28130,12}{2016,09} = 13,95 > 12 ; \text{Condition vérifiée}$$

## IV.3.2.4 Calcul de la charge permanente total G :

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

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 1317,55 + 1655,05 + 1200 + 23,54 \\ = 4196,14 \text{ kg}$$

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6677,29 \text{ Kg}$$

## IV.5.3 Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se poinçonner sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge

$$q_u = 6677,29 \text{ kg.}$$

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6677,29}{4} = 1669,32 \text{ kg/ m}$$

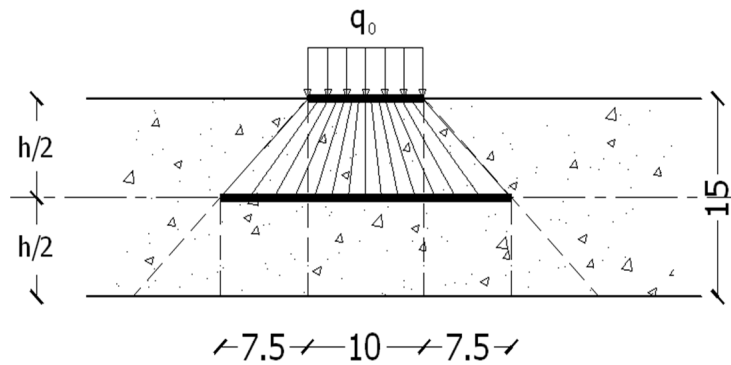
Selon le B.A.E.L 91/99 (A.5.2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui

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

$q_0$  : La charge de calcul à l'E.L.U ;  $h_0$  : Epaisseur totale de la dalle,  $h_0 = 15 \text{ cm}$  ;

$\mu_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.





**Figure. IV.11:** Répartition des charges.

La charge concentrée  $q_0$  est appliquée sur un carré de  $(10 \times 10)$  cm<sup>2</sup>.

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

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

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

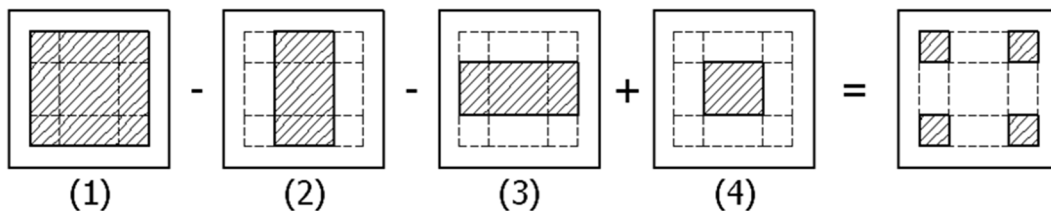
$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

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

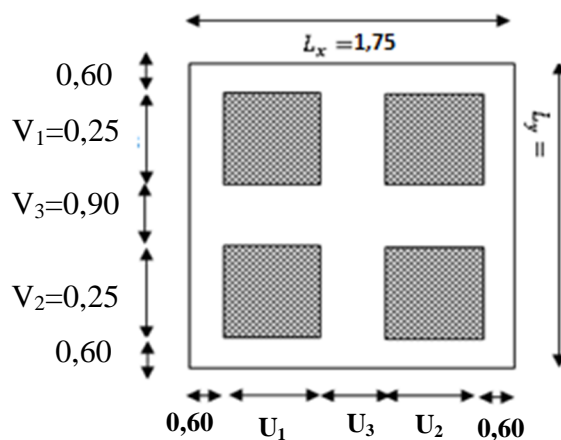
$$= \mathbf{1669,32kg}$$

Il n y a pas de risque de poinçonnement.

**IV.5.4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :**



**Figure. 12:** Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.



**Figure IV.13:** Dessin montrant la concentration des charge

On a  $V_1=U_1$  ;  $V_2=U_2$  ;  $V_3=U_3$



a) Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 140 \text{ cm} \\ V = 140 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

$$\begin{cases} U = 90 \text{ cm} \\ V = 140 \text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 140 \text{ cm} \\ V = 90 \text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 90 \text{ cm} \\ V = 90 \text{ cm} \end{cases}$$

b) Calcul des moments suivant les deux directions :

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

$\nu$  : le coefficient de Poisson.

**A P.E.L.U ( $\nu = 0$ ):**

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

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A ( $25 \times 25$ ) cm<sup>2</sup> est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{6677,29}{0,25^2} = 106836,64 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :  $L_x = 2,60 \text{ m}$  et  $L_y = 2,60 \text{ m}$  et  $\alpha = 1$  et  $M_1 = M_2$

**Tableau IV.5** : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	$M_1$	$M_2$	Surface [m <sup>2</sup> ]	P = P'.S [kg]	$M_x$ [kg.m]	$M_y$ [kg.m]
1	0,5	0,5	0,090	0,090	1,96	209399,81	18845,98	18845,98
2	0,35	0,5	0,096	0,096	1,26	134614,17	12870,78	12870,78
3	0,5	0,35	0,107	0,107	1,26	134614,17	14403,72	14403,72
4	0,35	0,35	0,118	0,118	0,81	86537,68	10211,45	10211,45

1) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 1782,93 \text{ m}$$



$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 1782,93 \text{ Kg.m}$$

## 2) Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

d.1) Chargement :

$$L_x = 2,60 \text{ m et } L_y = 2,60 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

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

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

d.2) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,60}{2,60} = 1$$

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

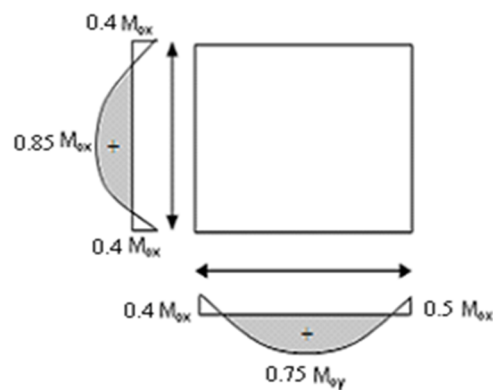


Figure IV.14: Moments de la dalle.

$$\alpha = 1 \rightarrow \mu_x = 0,0368 \text{ et } \mu_y = 1,0000$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 163,25 \text{ kg.m et } M_{y2} = 163,25 \text{ kg.m}$$

## 3) Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 1782,93 + 163,25 = 1946,18 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 1734,65 + 163,25 = 1946,18 \text{ kg / m}$$

Les moments retenus sont :

**En travée :**

– intermédiaire

$$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 1654,25 \text{ kg / m}$$

– De rive

$$M_{ty} = 0,75M_{0x} = 1459,63 \text{ kg / m}$$

**Sur appuis :**



– intermédiaire

$$M_{ax} = 0,50M_{0x} = 973,09 \text{ kg / m}$$

– De rive

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,40M_{0x} = 778,47 \text{ kg / m}$$

#### IV.5.5.Calcul du ferrailage de la dalle :

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

On a :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 15 \text{ cm}$  ;  $d = 13,5 \text{ cm}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ;  $\mu_1 = 0,392$   
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ; Fissuration peu préjudiciable.

**En travée :**

- Sens  $L_y$  :

- intermédiaire

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 1459,63 \text{ kg / m} = 14596,3 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14596,3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,056 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,971$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14596,3}{0,971 \times 13,5 \times 348} = 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Sens  $l_x = l_y$  .  $\Leftrightarrow A_{sx} = 3,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- De rive

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 1654,25 \text{ kg / m} = 16542,5 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{16542,5}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,06 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,969$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16542,5}{0,969 \times 13,5 \times 348} = 3,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Sens  $l_x = l_y$  .  $\Leftrightarrow A_{sx} = 3,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**Sur appuis :**

- Intermédiaire :



- Sens  $L_x$  :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = 973,09 \text{ kg} / \text{m} = 9730,9 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9730,9}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,037 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,9815$

**La section d'acier :**

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9730,9}{0,9815 \times 13,5 \times 348} = 2,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Sens  $L_y$  :

• **De rive**

Le moment ultime :

$$M_{ay} = 778,47 \text{ kg} / \text{m} = 7784,7 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7784,7}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,030 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,985$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7784,7}{0,985 \times 13,5 \times 348} = 1,68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Sens } l_x = l_y \Leftrightarrow (A_{sx} = 1,68 \text{ cm}^2 / \text{ml})$$

### 1) Section minimale des armatures :

Puisque  $h_0 = 15 \text{ cm}$  ( $12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$ ) et  $\alpha = 1$ , on peut appliquer la formule suivante :

- Sens  $L_y$  :

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

$$\begin{cases} A_{ty} = 3,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = 3,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 1,68 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = 1,68 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

- Sens  $L_x$  :

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

$$\begin{cases} A_{tx} = 3,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{x \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = 3,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 2,06 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{x \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = 2,06 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$



Choix des aciers :

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

En travée :

- Sens  $L_x$  :

$$\begin{cases} A_{tx} = 3,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T14 \text{ p.m} = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

- Sens  $L_y$  :

$$\begin{cases} A_{ty} = 3,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T14 \text{ p.m} = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Sur appuis :

$$\begin{cases} A_a = 2,06 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T12 \text{ p.m} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

## 2) Armatures transversales :

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

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

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

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

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

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

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

- On calcule  $V_x$  et  $V_y$  :

$$V_x = 656,25 \times \frac{2,60}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 568,75 \text{ Kg} = 5687,5 \text{ N} = 5,6875 \text{ kN}$$

$$V_y = 656,25 \times \frac{2,60}{3} = 568,75 \text{ kg} = 5687,5 \text{ N} = 5,6875 \text{ kN}$$

$$V_y = V_x$$

- On calcul  $V_v$  et  $V_u$  :

$$V_v = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{6677,29}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 8903,05 \text{ kg} = 89030,5 \text{ N} = 89,0305 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{6677,29}{3 \times 0,25} = 8873,72 \text{ N} = 8,284 \text{ kN}$$





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

Donc :

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v = 5,69 + 89,03 = 94,72 \text{ KN} ; (\text{Sens } L_x)$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u = 5,69 + 89,03 = 94,72 \text{ KN} ; (\text{Sens } L_y)$$

Et :

$$V_{u \text{ tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x} ; V_{u \text{ tot } y}) = 94,72 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} = \frac{94,72 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,70 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

#### IV.5.6.Vérification à l'E.L.S :

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

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

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

$$P_{a \text{ ser}} = (G + Q) \frac{1}{4} = (4196,14 + 675) \frac{1}{4} = 1217,78 \text{ kg}$$

$$P_{ser} = \frac{P_{a \text{ ser}}}{u \times v} = \frac{1217,78}{0,25^2} = 19484,56 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$P'_{ser} = 19484,56 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :  $L_x = L_y = 2,60 \text{ m}$ .



**Tableau IV.7:** Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S).

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	$M_1$	$M_2$	Surface [m <sup>2</sup> ]	P'ser [kg/m <sup>2</sup> ]	$M_{0x}$ [kg.m]	$M_{0y}$ [kg.m]
1	0,5	0,5	0,090	0,090	1,96	38189,74	4124,49	4124,49
2	0,35	0,5	0,096	0,096	1,26	24550,54	2828,22	2828,22
3	0,5	0,35	0,107	0,107	1,26	24550,54	3152,29	3152,29
4	0,35	0,35	0,118	0,118	0,81	15782,49	2234,80	2234,80

**1) Les moments dus aux charges concentrées :**

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 378,78 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 378,78 \text{ kg.m}$$

**2) Moments dus aux charges réparties (poids propre) :**

c.1) Chargement :

$$L_x = L_y = 2,60 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

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

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

Charge ultime :  $q_{ser} = G + Q = 475 \text{ kg / m}$ **3) Moments dus au charges réparties (E.L.S) :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,60}{2,60} = 1$$

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

$$\alpha = 1 \Rightarrow \mu_x = 0,0441 \text{ et } \mu_y = 1,0000 ; \text{ Tirée de l'abaques de Pigeaud}$$

Donc :  $M_{0xr} = 141,60 \text{ kg.m et } M_{0yr} = 141,60 \text{ kg.m}$ **4) Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :**

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 141,6 + 378,78 = 520,38 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 520,38 \text{ kg / m}$$

Les moments retenus sont :

- En travée :

- intermédiaire

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 390,28 \text{ kg / m}$$

- De rive



$$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 442,32 \text{ kg / m}$$

- Sur appuis :

– intermédiaire

$$M_{ax} = 0,50M_{0x} = 260,19 \text{ kg / m}$$

– De rive

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,40M_{0x} = 208,15 \text{ kg / m}$$

#### IV.5.7 Vérification des contraintes dans le béton :

- Sens  $I_x$  :

**En travée :**

– De rive :

$$M_{tx} = 4423,2 \text{ N / m} ; A_{tx} = 0,95 \text{ cm}^2 \text{ ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

##### 1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 14,25y - 192,37 = 0 \rightarrow y = 1,82 \text{ cm}$$

##### 2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,82^3}{3} + (15 \times 0,95 \times (13,5 - 1,82)^2) \\ = 2144,97 \text{ cm}^4$$

##### 3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4423,2}{2144,97} \times 1,82 = 3,75 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,75 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

– Intermédiaire :

$$M_{tx} = 3902,8 \text{ N / m} ; A_{tx} = 0,84 \text{ cm}^2 \text{ ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

##### 1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 12,6y - 170,1 = 0 \rightarrow y = 1,72 \text{ cm}$$

##### 2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,72^3}{3} + (15 \times 0,84 \times (13,5 - 1,72)^2) \\ = 1918,10 \text{ cm}^4$$



**3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3902,8}{1918,10} \times 1,72 = 3,5 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,5 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

**Sur appuis :****– Intermédiaire****• Sens  $I_x$** 

$$M_{ax} = 2601,9 \text{ N / m} ; A_a = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0$$

**1) Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 8,4y - 113,4 = 0 \rightarrow y = 1,42 \text{ cm}$$

**2) Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,42^3}{3} + (15 \times 0,56 \times (13,5 - 1,42)^2) \\ = 1321,22 \text{ cm}^4$$

**3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2601,9}{1321,22} \times 1,42 = 2,8 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,8 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

**• Sens  $I_y$** 

$$M_{ay} = 1561,1 \text{ N / m} ; A_a = 0,33 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0$$

**1) Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 4,95y - 66,82 = 0 \rightarrow y = 1,11 \text{ cm}$$

**2) Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,11^3}{3} + (15 \times 0,33 \times (13,5 - 1,11)^2) = 805,47 \text{ cm}^4$$

**3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1561,1}{805,47} \times 1,11 = 2,15 \text{ MPa}$$

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



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

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

– **De rive**

**Sens I<sub>y</sub> = Sens I<sub>y</sub>**

$$M_{ax} = 2081,5 \text{ N / m} ; A_a = 0,44 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A' = 0$$

1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 6,6y - 89,1 = 0 \rightarrow y = 1,27 \text{ cm}$$

2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,27^3}{3} + (15 \times 0,44 \times (13,5 - 1,27)^2) = 1223,5 \text{ cm}^4$$

3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2081,5}{1223,5} \times 1,27 = 2,16 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,16 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

#### **IV.5.7 Disposition du ferrailage :**

1) Arrêt des barres :

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

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

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit  $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec:  $\Phi$  : diamètre d'une barre.  $\Phi = 8 \text{ mm}$

$$L_s = 1,4 \times 400 / 4(2,84) = 28,17 \text{ cm}$$

2) Cas des charges uniformes :

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

c) Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max \left( L_s ; \frac{1}{4} \left( 0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max(28,17 \text{ cm} ; 52 \text{ cm}) = 52 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max \left( L_s ; \frac{L_1}{2} \right) = \max(28,17 \text{ cm} ; 26 \text{ cm}) = 28 \text{ cm}$$

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



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

$$\frac{L_x}{10} = \frac{260}{10} = 26 \text{ cm}$$

e) Armatures finales :

- Suivant  $L_x$  :

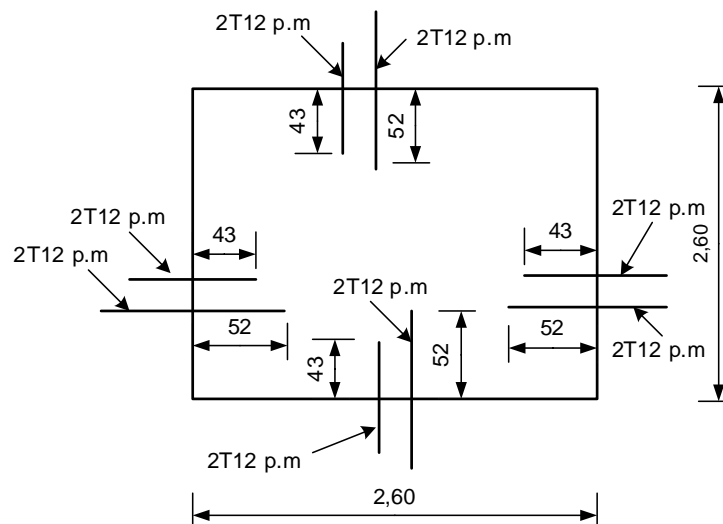
$$A_t = 3,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } \mathbf{4T14} \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 2,06 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } \mathbf{4T12} \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Suivant  $l_y$  :

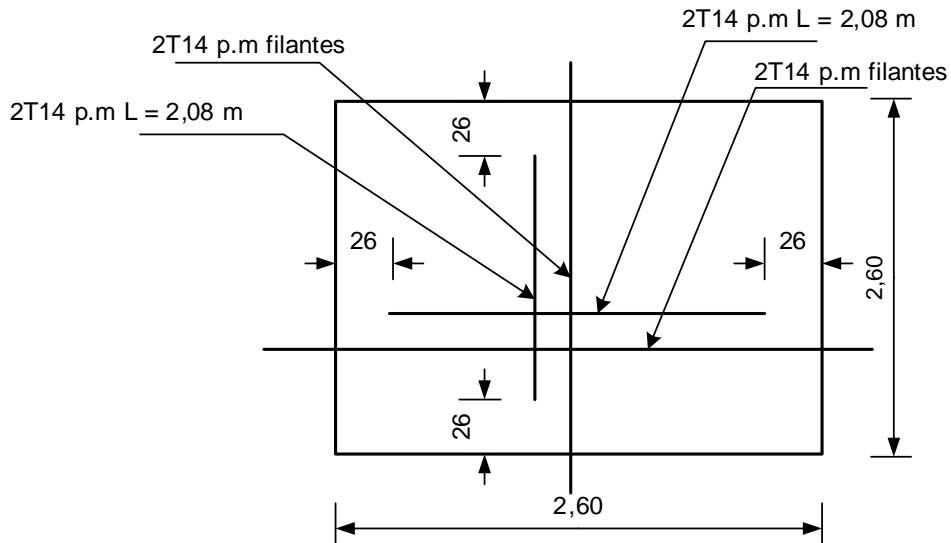
$$A_t = 3,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } \mathbf{4T14}(s = 6,16) \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 2,06 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } \mathbf{4T12}(s = 4,52) \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$



**Figure IV.15** : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur ( sur appuis ).





**Figure .IV.16:** ferrailage inferieur de la dalle de l'ascenseur ( en travée) .

**IV.5.8. Voile de la cage d’ascenseur :**

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

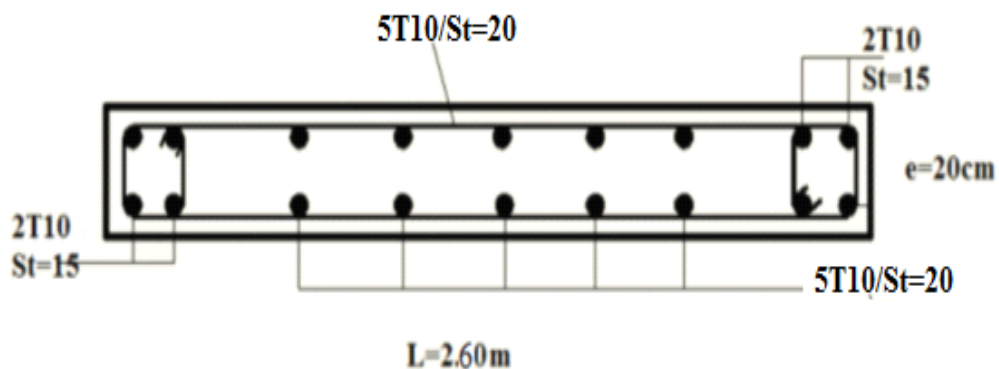
On adopte une épaisseur  $e_p = 15 \text{ cm}$ .

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

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

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

L’espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$



**Figure .IV.17:** Voile de la cage d’ascenseur

**IV.5.9 .Étude de la dalle pleine :** (plancher haut de la salle machine)

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

$$\alpha = \frac{260}{260} = 1$$



le panneau de la dalle travaille dans les deux sens ( $l_x$ ) et ( $l_y$ )

1) Moment isostatique:

le sens de la petite porté ( $l_x$ ), le calcul sera fait pour une bande de 1 m épaisseur ( **12 cm** )

$$M_{Ox} = \mu_x \cdot q l^2 x$$

2) Calcul des charges :

- Mortier ( 2cm)  $\rightarrow$  0,40 kN/m<sup>2</sup>

- Dalle (12 cm)  $\rightarrow$  3,00 kN/m<sup>2</sup>

$$G = 3,40 \text{ KN} / M^2$$

$$Q = 1 \text{ KN} / M^2$$

$$q_u = 1,35 (4,3) + 1,5 (1) = 5,55 \frac{\text{KN}}{m^2}$$

$$\mu_x = 0,0428$$

$$\mu_y = 0,8450$$

$$M_{Ox} = \mu_x \cdot q l^2 x = 1.605 \text{ kN} / \text{m} .$$

$$M_{Oy} = \mu_y \cdot M_{Ox} = 1.36 \text{ kN} / \text{m} .$$

$$M_{tx} = 0,85 \times 1.605 = 1.36 \text{ kN} . \text{m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times 4,06 = 1.16 \text{ kN} . \text{m}$$

$$M_{a\text{rive}} = 0,4 \times M_{Ox} = 0.64 \text{ kN} . \text{m}$$

3) Calcul de ferrailage : Sens  $l_x$  En travée :

$$M_{tx} = 1.36 \text{ kN} . \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.36 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,008 ; \beta = 0,996$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{1.36 \times 10^3}{348 \times 10,8 \times 0,996} = 0.36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

sens  $l_y$  :

$$M_{ty} = 1.16 \text{ kN} . \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.16 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,007$$

$$\beta = 0,9965$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{1.16 \times 10^3}{348 \times 0,9965 \times 10,8} = 0.31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Appuis:**

$$M_{a\text{rive}} = 0.64 \text{ kN} . \text{m}$$





$$\mu = \frac{M_{a\text{rive}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.64 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,004$$

$$\beta = 0,998$$

$$A_{a\text{rive}} = \frac{M_{a\text{rive}}}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0.64 \times 10^3}{348 \times 0,998 \times 10,8} = 0,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

section minimale des armatures (  $\alpha > 0,4$  ;  $h = 12 \text{ cm}$  )

**Sens ly :**

$$A_{Y\text{min}} = 8.h = 8 \times 0,12 = 0,96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**sens lx:**

$$A_{X\text{min}} = A_{y\text{min}} \cdot (3-\alpha/2) ; \quad \alpha = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

$$A_{X\text{min}} = 0,96 \cdot (3-1/2) = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**1) Choix de l'acier :**

**En travée :**

**Sens( lx)**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 0.36 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \varnothing \leq 12 \text{ mm} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

▀ **A<sub>tx</sub> : 3T10 P.m** soit  $3,14 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{x\text{min}}$

**sens ( ly) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 0.31 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \varnothing \leq 12 \text{ mm} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

▀ **A<sub>ty</sub> : 3T10 P.m** soit  $2,36 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{y\text{min}}$

**Sur appuis de rive:**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{a\text{rive}} = 0,17 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \varnothing \leq 12 \text{ mm} \\ S_{tx} = 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

▀ **A<sub>a rive</sub> : 4Ø6 p.m** soit  $1,13 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{x\text{min}}$ .

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

**IV.5.10.longueur de seusement :**

1) Cas des charges uniformes :

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



2) Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max \left( L_s ; \frac{1}{4} \left( 0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max(28.17 \text{ cm} ; 52 \text{ cm}) = 52 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max \left( L_s ; \frac{L_1}{2} \right) = \max(28.17 \text{ cm} ; 26 \text{ cm}) = 28 \text{ cm}$$

Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

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

$$\frac{L_x}{10} = \frac{260}{10} = 26 \text{ cm}$$

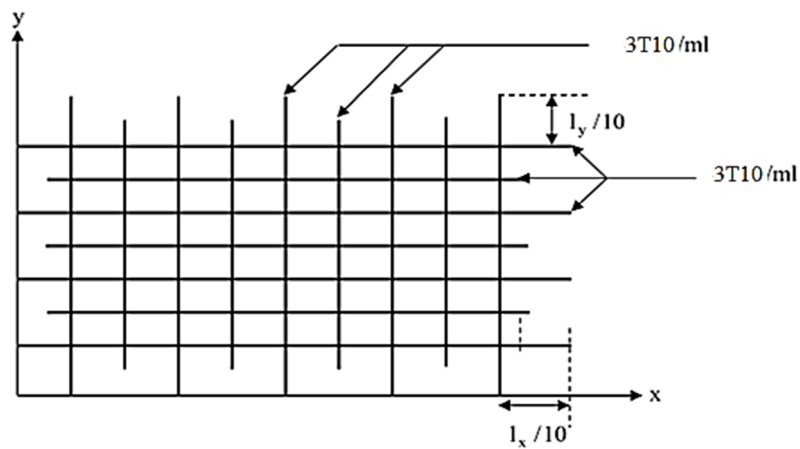


Figure .IV.18: Plancher haut de la salle machine.



Chapitre –V–

---

Etude sismique

**V.1. Introduction**

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent le nord de l'Algérie, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

**V.2. Objectifs 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 on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

**V.3. Modélisation mathématique.**

La modélisation 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.

**V.4. Modélisation de la structure étudiée.**

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis *ETABS* est utilisé.



**Méthode de calcul :**

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel «ETABS 9.7.4» qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Response Spectrum Function; Time History Function...)

Pour notre cas, on a choisie « Response Spectrum Function» qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en ce basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (noeud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

**Evaluation des efforts sismiques :**

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre» qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

Avec :  $\frac{\delta_a}{g}$  : Spectre de Réponse de calcul.

et :

A : Coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique



Q : Facteur de qualité.

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

– Sol meuble  $\Rightarrow$  site 3 donc  $T_1 = 0,15$  sec et  $T_2 = 0,5$  sec.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

– Zone sismique I }  $\Rightarrow (A = 0,10)$   
 – Groupe d'usage 2 }

$\xi = 6\%$  - { -Portique en béton armé.  
 -Remplissage léger.

$$\eta = \sqrt{7/(2+6)} = 0,9354 \geq 0,7$$

R : Coefficient de comportement de la structure.

– Mixte portique/ Voiles : R = 5

– Pour avoir la valeur de  $P_q$  tout dépend des six critères de Q.

#### Critères :

1. Conditions minimales sur les files de contreventement.
2. Redondance en plan.
3. Régularité en élévation.
4. Régularité en plan
5. Contrôle de qualité de matériaux.
6. Contrôle de qualité de l'exécution.

$$Q = 1 + \sum P_q = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,10) = 1,20.$$

#### V.5.Calcul des masses de la structure :

La valeur  $w$  à prendre en compte est égale à la somme des poids  $w_i$  calculés à chaque niveau  $i$  de la structure

$$W = \sum w_i \text{ avec } w_i = G_i + \beta P_i$$

$G_i$  : Poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

$P_i$  : Charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Pour notre projet  $\beta = 0,2$

#### V.5.1.Détermination des poids ( $W_t$ ) de la structure :

Donc pour chaque niveau «  $i$  » on aura :  $W_i = W_{gi} + 0,2W_{oi}$

Poids total:  $M_T = 224.22T$



$$W_T = M_T \times 9,81 = 2199,68T$$

**V.5.3.Calcul des coefficients de participation modale :**

On doit vérifiée que :  $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec : } \bar{\alpha}_i = \frac{\left( \sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

Logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

**a- Sens longitudinal:**

$$\Sigma \alpha_x = 95.7333\% > 90\% \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

**b- Sens transversal:**

$$\Sigma \alpha_y = 94.6124\% > 90\% \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

**V.6.Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalent :**

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \cdot \left( \frac{3,0}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

W : le poids total de la structure :

$$\text{Ou : } \begin{cases} A = 0,10 \\ Q = 1,20 \\ R = 4 \\ W = 2199,68 \text{ t} \end{cases} \quad T_1, T_2 : \text{période caractéristique associée à la catégorie du site.}$$

-Sol meuble  $\Rightarrow$  site 3 donc  $T_1 = 0,15 \text{ sec}$  et  $T_2 = 0,5 \text{ sec}$ .



**V.6.1. Estimation de la période fondamentale de la structure :**

RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut que la valeur de  $T_{dyn}$  calculée par la méthode numérique (ETABS), ne dépasse pas la valeur  $T_e$  estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la période fondamentale  $T_{dyn,x} = 0,536 \text{sec}$

Nous avons:

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{Ou: } \begin{cases} h_n = 18.65 \text{m} \\ C_T = 0,05. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } T = 0,050 \cdot (18.65)^{3/4} = 0,448 \text{ sec}$$

$$1.3 \times T_x = 1,3 \times T_{min} = 1,3 \times 0,448 = 0,583 > T_{dyn,x} = 0,536 \text{ sec} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

$$0 \leq T \leq 3.$$

$$\Rightarrow D = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,9354 \left( \frac{0,5}{0,52} \right)^{2/3} = 2,28$$

Donc :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,10 \cdot 2,28 \cdot 1,20}{5} \times 2199,68 = 120,36 \text{t}$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « $V_t$ » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

**V.6.2. Sens longitudinal :**

$$V_{dx} = 189,58 \text{t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 120,36 = 96,29 \text{t} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

**V.6.3. Sens transversal :**

$$V_{dy} = 190,05 > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 120,36 = 96,29 \text{t} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

**V.7. Calcul des déplacements :**

Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales.

Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de l'hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \bar{\delta}_k \quad \text{avec } \delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$





R : coefficient de comportement ; R= 5

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion).

Après analyse des résultats on obtient les tableaux ci-dessous

– **Déplacement des nœuds selon X :**

**-Sous EX :**

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ
STORY6	ET6	EX	0.0202	0.0002	0
STORY5	ET5	EX	0.0183	0.0002	0
STORY4	ET4	EX	0.0159	0.0002	0
STORY3	ET3	EX	0.013	0.0001	0
STORY2	ET2	EX	0.0095	0.0001	0
STORY1	ET1	EX	0.006	0.0001	0
RDC	RDC	EX	0.0026	0	0

Avec :  $\delta_{ex}^k = \sqrt{U_X^2 + U_Y^2}$

Niveau	1% he (cm)	$\delta_{eK}$ (cm)	R. $\delta_{eK}$ (cm)	$\Delta_K$ (cm)	$\Delta_K \leq 0,01.h_e$
E6	2.80	0.04	0.200	1.833	C.V
E5	2.80	0.033	0.167	0.041	C.V
E4	2.80	0.025	0.126	0.042	C.V
E3	2.80	0.0169	0.084	0.039	C.V
E2	2.80	0.009	0.045	0.027	C.V
E1	2.80	0.036	0.018	0.32	C.V
RDC	3.25	0.0676	0.338	0.338	C.V

**Tableau. V.1** Vérification des déplacements inter étage selon EX



## – Déplacement des nœuds selon Y :

## -Sous EY :

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ
STORY6	ET6	EY	0.0002	0.0189	0
STORY5	ET5	EY	0.0002	0.0169	0
STORY4	ET4	EY	0.0001	0.0145	0
STORY3	ET3	EY	0.0001	0.0116	0
STORY2	ET2	EY	0.0001	0.0083	0
STORY1	ET1	EY	0.0001	0.0049	0
RDC	RDC	EY	0	0.0018	0

Tableau. V.2.Vérification des déplacements inter étage selon Y.

Niveau	1% h <sub>e</sub> (cm)	$\delta_{eK}$ (cm)	R. $\delta_{eK}$ (cm)	$\Delta_K$ (cm)	$\Delta_K \leq 0,01.h_e$
E6	2.80	0.0357	0.187	0.045	C.V
E5	2.80	0.0285	0.142	0.037	C.V
E4	2.80	0.021	0.105	0.07	C.V
E3	2.80	0.006	0.0344	0.031	C.V
E2	2.80	0.0068	0.0034	0.0086	C.V
E1	2.80	0.002	0.012	0.01	C.V
RDC	3.25	0.00034	0.0016	0.0016	C.V

- On remarque que tous les déplacements relatifs dans les deux sens sont inférieurs à  $1\% h_e = 2.80 \cdot 10^{-2} \text{ m}$  pour les étages courants et  $1\% h_e = 3,25 \cdot 10^{-2}$  pour RDC et 1<sup>er</sup> étage

**V.8.2. Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :**

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0,10. \quad \text{RPA99 (Art 5,9)}$$

Avec :  $P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{qi})$$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau « k », ( $V_k$ )



$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (E)

$h_k$  : hauteur de l'étage « k »

- **Sens transversale**

**Tableau. V.3.** Justification Vis-à-vis De l'effet P- $\Delta$  Sens transversale.

Niveau	$W_i$ (T)	$P_k$	$\Delta_k$ (cm)	$V_k(T)$	$h_k$ (m)	$\theta$
<b>E6</b>	168.40	168.40	1.833	46.2	2.8	0.0238
<b>E5</b>	164.15	164.15	0.041	84.05	2.8	0.000285
<b>E4</b>	159.74	159.74	0.042	117.85	2.8	0.000203
<b>E3</b>	155.92	155.92	0.039	145.33	2.8	0.000149
<b>E2</b>	155.92	155.92	0.027	166.77	2.8	0.0000901
<b>E1</b>	148.49	148.49	0.32	181.89	2.8	0.000932
<b>RDC</b>	147.23	147.23	0.338	189.58	3.25	0.000807

- **Sens longitudinale :**

**Tableau. V.4.** Justification Vis-à-vis De l'effet P- $\Delta$  Sens longitudinal.

Niveau	$W_i$ (T)	$P_k$	$\Delta_k$ (cm)	$V_k(T)$	$h_k$ (m)	$\theta$
<b>E6</b>	168.40	168.40	0.045	48.01	2.8	0.000563
<b>E5</b>	164.15	164.15	0.037	86.7	2.8	0.00025
<b>E4</b>	159.74	159.74	0.07	120.93	2.8	0.00033
<b>E3</b>	155.92	155.92	0.031	148.49	2.8	0.000116
<b>E2</b>	155.92	155.92	0.0086	169.6	2.8	0.000028
<b>E1</b>	148.49	148.49	0.01	183.65	2.8	0.0000285
<b>RDC</b>	147.23	147.23	0.0016	190.05	3.25	0.0000038

On a  $\theta_i < 0.1$  pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P- $\Delta$  dans le calcul des éléments structuraux.



Chapitre –VI–

---

Ferraillage des portiques

**VI.1. Ferrailage des poutres :**

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nu1-

**Combinaisons d'actions :****B.A.E.L91 :**

Combinaison fondamentale :

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre :  $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp1}$

**R.P.A99 :**

Combinaison accidentelle :

- Sollicitation du 2<sup>eme</sup> genre :  $\left\{ \begin{array}{l} S_{p2}=0,8G \pm E. \\ SP_2=G+Q \pm E. \end{array} \right. \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp2}$

➤ Si  $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$  on détermine les armatures sous  $S_{p1}$

➤ Si  $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$  on détermine les armatures sous  $S_{p2}$ .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités ( $\gamma_s, \gamma_b$ )

Pour une situation accidentelle :  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48 \text{ Mpa} \end{array} \right.$

Pour une situation courante  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ Mpa} \end{array} \right.$

**b) Les armatures longitudinales :**

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

- Section d'armature minimale :  $A_{min}=0,5\%$  (bxh)
- Section d'armature maximale:  $A_{max1}=4\%$  (bxh) (Zone courante)

$A_{max2}=6\%$  (bxh) (Zone de recouvrement)

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> genre sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau VI.1. Moments max des Poutres principales de rive :PP(30\*40)

Etages	Position	Moments max (T.m)		Rapport	Moments de	T max
		M1	M2	M2/M1	calcul (T.m)	(T)
Terrasse	Appuis	2.00	4.35	2.175	4.35	6,70
	Travées	2.15	2.825	1.31	2.825	
etage et RDC	Appuis	2.529	10.308	4.07	10.308	23.08
	Travées	1.652	9.398	5.78	9.398	

Tableau VI.2. Moments max des Poutres principales intermédiaires : PP(30\*40)

Etages	Position	Moments max (T.m)		Rapport	Moments de	T max
		M1	M2	M2/M1	calcul (T.m)	(T)
Terrasse	Appuis	4.44	13.285	2.99	13.285	23.35
	Travées	4.318	12.313	2.85	12.313	
etage à RDC	Appuis	4.44	10.43	2.35	10.42	23.05
	Travées	3.197	8.684	2.71	8.684	

### 1.1.Exemple de calcul ( TERRASSE) :

#### 1.1.1. Poutres principales intermédiaires (30x40) cm<sup>2</sup> :

##### Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\% (bxh) = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{6,00 \text{ cm}^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{\max 1} = 4\% (bxh) = 4 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{48 \text{ cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{\max 2} = 6\% (bxh) = 6 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{72 \text{ cm}^2}$$
 (zone de recouvrement)

##### ■ En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 4.318 \text{ TN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 12.313 \text{ TN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 2.85 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp2)}$$

##### Données :

- Largeur de la poutre  $b=30\text{cm}$ .
- Hauteur de la section  $h_t=40\text{cm}$ .
- Hauteur utile des aciers tendus  $d=0.9 \times h_t=36\text{ cm}$

- Fissuration peu préjudiciable
- $F_{bc}=18,48\text{Mpa}$
- $\sigma_s=400\text{Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{12.313 \times 10^4}{30 \times (36)^2 \times 18,48} = 0,218 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,782$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12.313 \times 10^4}{0,782 \cdot 36 \cdot 400} = 10.93 \text{ cm}^2$$

#### ■ En appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 4.44 \text{ T.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 13.285 \text{ T.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 2.99 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

#### Données :

- Largeur de la poutre  $b = 30\text{cm}$ .
- Hauteur de la section  $ht = 40\text{cm}$ .
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0.9 \times ht = 36 \text{ cm}$
- Fissuration peu préjudiciable
- $F_{bc}=14,17\text{Mpa}$
- $\sigma_s=348\text{Mpa}$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{13.285 \times 10^4}{30 \times (36)^2 \times 14,17} = 0,241 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,945$$

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

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13.285 \times 10^4}{0,945 \times 36 \cdot 348} = 11.22 \text{ cm}^2$$

**Tableau VI.3.**Récapitulation du ferraillage des poutres principales de rive :

Etages	Position	Moments de	As(calculé)	As(min)	Choix	As Cm <sup>2</sup>
		calcul (T.m)				
Terrasse	Appuis	4.35	3.52	6	3T14FIL+2T12CHAP	6.88
	Travées	2.825	2.25		3T14FIL+2T12CHAP	
etage à RDC	Appuis	10.308	8.91	6	3T14FIL+3T14CHAP	9.24
	Travées	9.398	8.04		3T14FIL+3T14CHAP	

**Tableau .VI.4.** Récapitulation du ferraillage des poutres principales intermédiaires :

Etages	Position	Moments de	As(calculé)	As(min)	Choix	As Cm <sup>2</sup>
		calcul (T.m)				
Terrasse	Appuis	13.285	11.22	6	3T16FIL+3T16CHAP	12.06
	Travées	12.313	10.93		3T16FIL+3T16CHAP	
etage à RDC	Appuis	10.42	9.02	6	3T14FIL+3T14CHAP	9.24
	Travées	8.684	7.36		3T14FIL+3T14CHAP	

**Tableau VI.5.** Moments max des Chaînages de rive :PS(25\*35)

Etages	Position	Moments max (T.m)		Rapport M2/M1	Moments de calcul (T.m)	T max (T)
		M1	M2			
Terrasse	Appuis	1.571	4.659	2.96	4.659	4.75
	Travées	0.794	2.809	3.53	2.809	
etage et RDC	Appuis	0.219	5.713	26.08	5.713	6.86
	Travées	0.202	5.623	27.83	5.623	



**Tableau VI.6.** Moments max des Chaînages intermédiaires: PS (25\*35)

Etages	Position	Moments max (T.m)		Rapport	Moments de	T max
		M1	M2	M2/M1	calcul (T.m)	(T)
Terrasse	Appuis	0.553	1.936	3.50	1.936	1.84
	Travées	0.307	1.444	4.70	1.444	
etage à RDC	Appuis	0.746	5.494	7.36	5.494	6.59
	Travées	0.501	5.399	10.77	5.399	

**VI.1.1.Exemple de calcul ( TERRASSE) :****VI.1.1.2. Chaînages intermédiaires (25x35) cm<sup>2</sup> :****Armature longitudinale :**

$$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t = 0,5 \times 35 \times 25 / 100 = \mathbf{4.735 \text{ cm}^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{\max 1} = 4\% b \cdot h_t = 4 \times 35 \times 25 / 100 = \mathbf{35 \text{ cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{\max 2} = 6\% b \cdot h_t = 6 \times 35 \times 25 / 100 = \mathbf{52,5 \text{ cm}^2}$$
 (zone de recouvrement)

**■ En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 5.399 \text{ T.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 0.501 \text{ T.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 10.77 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

**Données :**

- Largeur de la poutre  $b = 25 \text{ cm}$ .
- Hauteur de la section  $h_t = 35 \text{ cm}$ .
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0.9 \times h_t = 31,5 \text{ cm}$
- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{5.399 \times 10^4}{25 \times (31,5)^2 \times 14,17} = 0,153 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,9471$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5.399 \times 10^4}{0,9471 \times 31,5 \times 348} = 5,20 \text{cm}^2$$

#### ■ En appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 5.494 \text{ T.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 0.746 \text{ T.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 7,36 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

#### Données :

- Largeur de la poutre  $b = 25 \text{cm}$ .
- Hauteur de la section  $h_t = 35 \text{cm}$ .
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0,9 \times h_t = 31,5 \text{ cm}$
- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc} = 14,17 \text{Mpa}$
- $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{5.494 \cdot 10^4}{25 \times (31,5)^2 \times 14,17} = 0,156 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,945$$

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

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5.494 \times 10^4}{0,945 \times 31,5 \times 348} = 5,30 \text{cm}^2$$

Les tableaux représentés ci après regroupent l'ensemble des résultants des sollicitations de calcul (Moments de calcul), les sections d'armatures correspondantes et les sections de ferrailage adoptées pour l'ensemble des niveaux.

**Tableau .VI.7.** Récapitulation du ferraillage des Chaînages de rive :PS(25\*35):

Etages	Position	Moment s de	As(calculé )	As(min )	Choix	As Cm <sup>2</sup>
		calcul (T.m)				
Terrasse	Appuis	4.659	4.43	4.735	3T12FIL+2T12CHAP	5.65
	Travées	2.809	2.59		3T12FIL+2T12CHAP	
04 <sup>eme</sup> à RDC	Appuis	5.713	5.53	4.735	3T12FIL+2T12CHAP	5.65
	Travées	5.623	5.43		3T12FIL+2T12CHAP	

**Tableau .VI.6.** Récapitulation du ferraillage des Chaînages intermédiaires :

Etages	Position	Moment s de	As(calculé )	As(min )	Choix	As Cm <sup>2</sup>
		calcul (T.m)				
Terrasse	Appuis	1.936	1.76	4.735	3T12FIL+2T12CHAP	5.65
	Travées	1.444	1.30		3T12FIL+2T12CHAP	
04 <sup>eme</sup> à RDC	Appuis	5.494	5.30	4.735	3T12FIL+2T12CHAP	5.65
	Travées	5.399	5.20		3T12FIL+2T12CHAP	

**VI.1.2. Vérifications:**

**VI.1.2.1.Poutres principales (30x40) cm<sup>2</sup> :**

**Condition de non fragilité :**

$A_{min} = 0,23bxdxft_{28}/f_e = 0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1/400 = 1,3041 \text{ cm}^2.$

$A_{adoptée} > A_{min}$ .....condition vérifiée.

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bxd) = 12.06 \times 100 / (30 \times 36) = 1.116 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$

$\tau_u = 1.116 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa}$ .....condition vérifiée.

Il n'y a pas un risque de cisaillement(les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

**VI.1.2.3.Calcul les armatures transversales :**

**Diamètre des armatures transversales :**

$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$

$$\Phi t \leq \min (11,43 ; 30 ; 14)$$

On adopte :  $\Phi t = 8 \text{ mm}$

**Espacement:**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (32,40 ; 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 30\text{cm} \end{array} \right.$$

Zone nodale :  $St \leq \min (h/4 ; 12\Phi l ; 30\text{cm})$

$$St \leq \min (10 ; 16,8 ; 30\text{cm})$$

Zone courante:  $St \leq h/2$

$$St \leq 20\text{cm}$$

**Section des armatures transversales :**

$$\frac{At}{b \cdot st} \cdot \frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$k=1$  (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1 ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$Fe = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left( \frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,93 - 0,3 \times 1,2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1,15} = 0,049 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

**Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max (0,46 ; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,46 \text{ Mpa}$$

$$\left( \frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,46 \times b}{fe} = \frac{0,46 \times 30}{235} = 0,059 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) :  $\left( \frac{At}{S_t} \right) \geq 0,059 \text{ cm}$  , on prend  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$D'où \quad At \geq 0,59 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

**VI.1.2.4. Ancrage des armatures tendues :**

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ Map}$$

La longueur de scellement droit  $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec:  $\Phi$  : diamètre d'une barre.

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,38 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon :  $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

**Calcul des crochets :**

Crochets courants angle de  $90^\circ$

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 36 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 25,8 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 6,17 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 25,9 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 6,11 \text{ cm}$$

**La longueur de recouvrement :**

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  en zone I

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

**Vérification des contraintes (ELS) :**

$$M_{ser} = 3.156 \text{ T.m}$$

$$A_u = 12.06 \text{ cm}^2$$

**Position de l'axe neutre :**

$$by^2/2 - n \cdot A (d - y) = 0$$

$$\Rightarrow 15y^2 + 120,15y - 4325,4 = 0 \Rightarrow y = 12,47 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie:**

$$I = by^3/3 + n \cdot A (d - y)^2 = 76617,50 \text{ cm}^4$$

**Contrainte maximale dans le béton comprimée  $\sigma_{bc}$ :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{3.156 \times 10^4}{76617,5} \times 12,47 = 5,13 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$\sigma_{bc} = 5.13 < \bar{\sigma}_{bc} = 15$  Mpa .....condition vérifiée.

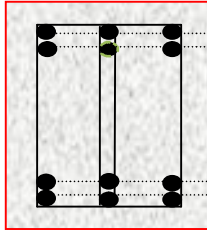
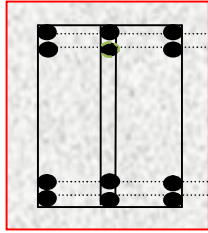
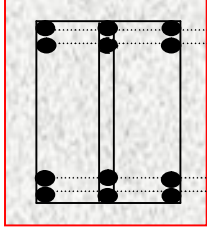
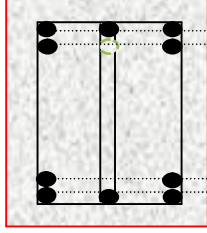
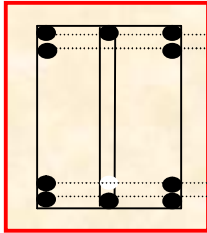
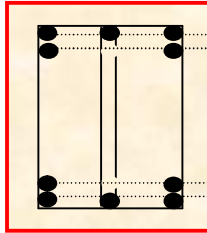
**Vérification de la flèche :**

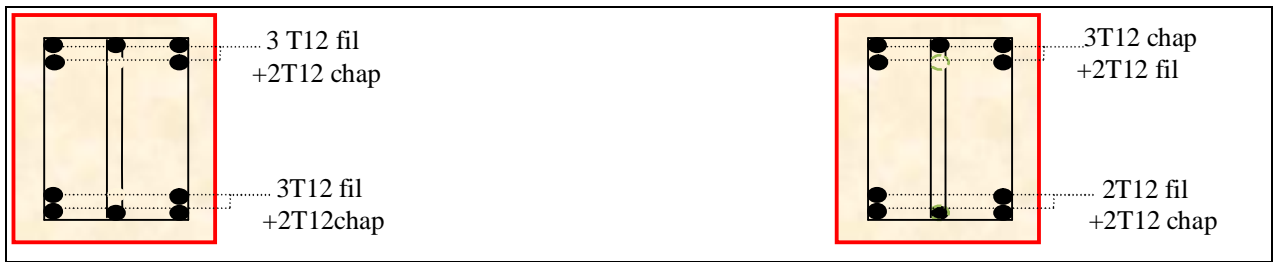
$A_s = 2.90$  cm<sup>2</sup>

- $h/L > 1/16 \Rightarrow 0,0897 > 0,0625$  .....condition vérifiée
- $h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,0897 > 0,080$  .....condition vérifiée
- $A_s/b.d < 4,2/f_c \Rightarrow 0,0026 < 0,0105$  .....condition vérifiée

Donc le calcul pratique de la flèche n'est pas nécessaire.

Le ferraillage des poutres principales et les chaînages et regroupe dan les tableaux suivantes :

<b>Poutre principale(30x40) cm<sup>2</sup></b>	
<b>Poutres intermédiaires</b>	
<p><b>Niveau (R.D.C +etage)</b></p>  <p>3T14 fil +3T14chap</p> <p>3T14 fil +3T14CHAP</p>	<p><b>Niveau Terrasse</b></p>  <p>3T16 FIL +3T16 CHAP</p> <p>3T16FIL +3T16CHAP</p>
<b>Poutres de rive</b>	
<p><b>Niveau (R.D.C et 1)</b></p>  <p>3T14 fil +3T14chap</p> <p>3T14fil +3T14chap</p>	<p><b>Niveau Terrasse</b></p>  <p>3T14 FIL +2T12 CHAP</p> <p>3T14 fil +2T12 chap</p>
<b>Poutres secondaires(25x35) cm<sup>2</sup></b>	
<b>Poutres intermédiaires</b>	
<p><b>Niveau (R.D.C et 1)</b></p>  <p>3T12 fil +2T12chap</p> <p>3T12FIL +2T12chap</p>	<p><b>Niveau Terrasse</b></p>  <p>3T12fil +2T12chap</p> <p>3T12 fil +2T12 chap</p>
<p><b>Poutre de rives</b></p> <p><b>Niveau (R.D.C et 1)</b></p>	<p><b>Niveau Terrasse</b></p>



**VI.2. Ferraillage des poteaux :**

**A. Méthode de calcul :**

Les poteaux sont des éléments porteurs dont le rôle consiste à supporter les charges verticales et horizontales et les transmettes aux fondations.

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les Combinaisons suivantes :

- 1<sup>er</sup>Genre :  $1,35G+1,5Q.....$
- 2<sup>ème</sup> Genre :  $\left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E..... \quad (N_{max}; M_{corresp}) \longrightarrow A_1 \\ G+Q \pm 1,2E..... \quad (N_{min}; M_{corresp}) \longrightarrow A_2 \\ (M_{max}; N_{corresp}) \longrightarrow A_3 \end{array} \right.$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on ( $\gamma_s, \gamma_b$ )

Pour situation accidentelle :  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1 \quad \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,15 \quad \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa} \end{array} \right.$

Pour situation courante  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1,15 \quad \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,5 \quad \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa} \end{array} \right.$

**b.Ferraillage exigé par R.P.A 99(version 2003) :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de **0,7%** (zone I)
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de **4%** en zone courante, **6%** en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de **12 mm**
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** (zone I)
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** en zone I.

**Tableau VI.7.** Recouvrement doivent être faites si possible à l’extérieur des zones nodales.

Poteaux	$A_{min}=0,7 \%Xs$	$A_{max1}=4\%xS$	$A_{max2}=6\%xS$
(50x50) cm <sup>2</sup>	17.50	100	150
(45x45) cm <sup>2</sup>	14.175	81	121.50
(35x35) cm <sup>2</sup>	8,575	49,00	73,50

**VI.2.1. Exemple de calcul :**

**VI.2.1.1 Les sollicitations défavorables :**

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l’unité est de t.m :

**Tableau VI.8. Sollicitations**

Etages		Type 2 (50x 50 cm <sup>2</sup> )	Type 3 (45 x 45 cm <sup>2</sup> )	Type 4 (35 x 35 cm <sup>2</sup> )
Combinaison				
A	$N_{max}$	86.27	47.78	13.49
	$M_{cor}$	0.797	1.699	1.934
B	$N_{min}$	79.33	5.74	3,44
	$M_{cor}$	3.86	1.011	1,166
C	$M_{max}$	21.162	11.283	4.813
	$N_{cor}$	73.80	23.25	4.48

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l’unité est de t.m :

**VI.2.1.2 Calcul d’un poteau :**

**Poteaux RDC (50x50) cm<sup>2</sup>:**

**Combinaison de 1<sup>er</sup> genre (1,35G+1,5Q) :**

$$N_{max}=86.27 T \ ; \ M_{cor} = 0.797T.m$$

Détermination du centre de pression :

$$e =M/N = 0,009 m = 0.92 cm$$

$$M_u=N_u(d-\frac{ht}{2}+e)=86.27(0,45-0,50/2+0,0092)=16.46 T.m$$

**Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81fbc.b.h \\ M_u \leq N_u.d (1-0,514N_u/b.d.fbc) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u =86.27T < 286.94T \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u =16.46 T.m < 33.96T.m \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$



Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_1=0$ ).

**Combinaison de 2<sup>ème</sup> genre (0,8G±E):**

$$N_{\min}=79.33 \text{ T} \quad ; \quad M_{\text{cor}} = 3.86 \text{ T.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,048 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 12.05 \text{ T.m}$$

**Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 79.33 \text{ T} < 286.94 \text{ T} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 12.05 \text{ T.m} < 29.84 \text{ T.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_2=0$ ).

**Calcul du ferrailage:**

Le calcul de la section d'armature ce fait à la flexion simple avec :

$$M_u = 12.05 \text{ T.m}$$

$$F_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,966$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = 0,0644 < 0,392 \rightarrow A' s = 0$$

$$\beta = 0,966$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12.05 \cdot 10^4}{0,966 \cdot 45 \cdot 400} = 6.93 \text{ cm}^2$$

**Section adoptée :**

La section d'armature qu'on doit tenu en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99 V.2003**

**Donc :**

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1, A_2, A_{\min(\text{RPA})})$$

Pour une section de béton (50x50) cm<sup>2</sup>

$$A_{\min(\text{R.P.A})} = 17.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1, A_2, A_{\text{min(RPA)}}) = \max (0,00; 0,00 ; 17,50) = 17,50 \text{ cm}^2$$

On adopte **12T16=24.14 cm<sup>2</sup>**

### Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_{\text{max}} = 3,97 \text{ T}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \cdot x_d) = 3,97 \times 10^2 / (50 \times 45) = 0,1764 \text{ Mpa.} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \overline{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \\ \tau_u = 0,1764 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

### Calcul des armatures transversales :

#### Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 20 / 3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c}$$

- $V_u$  : Effort tranchant de calcul

- $h_1$  : hauteur totale de la section brute

- $f_c$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- $\rho_a$  : Coefficient correcteur égal à 2,5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$  et à 3,5 dans le cas contraire.

- $S_t$  : Espacement des armatures transversales.

#### Espacement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$\text{-En zone nodale : } S_t \leq \min (10 \varnothing_L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{-En zone courante : } S_t \leq 15 \varnothing_L = 30 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

#### Calcul de l'élançement géométrique $\lambda_g$ :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec:  $L_f$ : Longueur de flambement du poteau.

$b$  : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 3,05 / 0,50 = 4,27$$

$$\lambda_g = 4.27 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{10 \times 2,5 \times 34,5}{50 \times 235} = 0,073 \text{ cm}^2$$

**Quantité d’armatures transversales minimales :**

$A_t / t.b$  en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 4.27 > 5 : \Rightarrow 0,3 \%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On adopte aux poteaux de rdc : **8T8** soit **S = 4,02 cm<sup>2</sup>**

**Vérification de la section minimale d’armatures transversales :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\text{Zone courante : } \frac{4,02 \times 400}{50 \times 15} = 2,144 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$\text{Zone nodale : } \frac{4,02 \times 400}{50 \times 10} = 3,216 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots\dots\text{condition vérifiée}$$

**Disposition constructive des armatures des nœuds :**

Les nœuds dans une construction sont des points critiques ,donc selon les règles parasismiques algériennes au but d’évité l’éclatement des ces zones on doit prévoir des cadres traditionnels ou deux U superposés formant un carré ou un rectangle avec un espacement maximum de 10cm et un nombre minimum de 03 cadres par nœud.

Les sollicitations max et sections d’armatures correspondants aux différents niveaux sont résumées dans les tableaux suivants :

**Tableau VI.9.Ferraillage des poteaux :**

Niveaux	Combis	1 <sup>er</sup> genre				A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
		N <sub>u</sub> (t)	M <sub>u</sub> (t.m)	A <sub>sl min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )		
<b>Type 1</b> <b>(50*50</b> <b>cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A</b>	86.27	0.797	00	00	17.50	12T16 =24.14
	<b>B</b>	79.33	3.86				
	<b>C</b>	73.80	21.162				
<b>Type 2</b> <b>(45 x 45</b> <b>cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A</b>	47.78	1.699	00	00	14.175	8T16=16.09
	<b>B</b>	5.74	1.011				
	<b>C</b>	23.25	11.283				
<b>Type 3</b> <b>(35 x 35</b> <b>cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A</b>	13.49	1.934	00	00	8,58	8T14=12.32
	<b>B</b>	3.44	1.166				
	<b>C</b>	4.48	4.813				

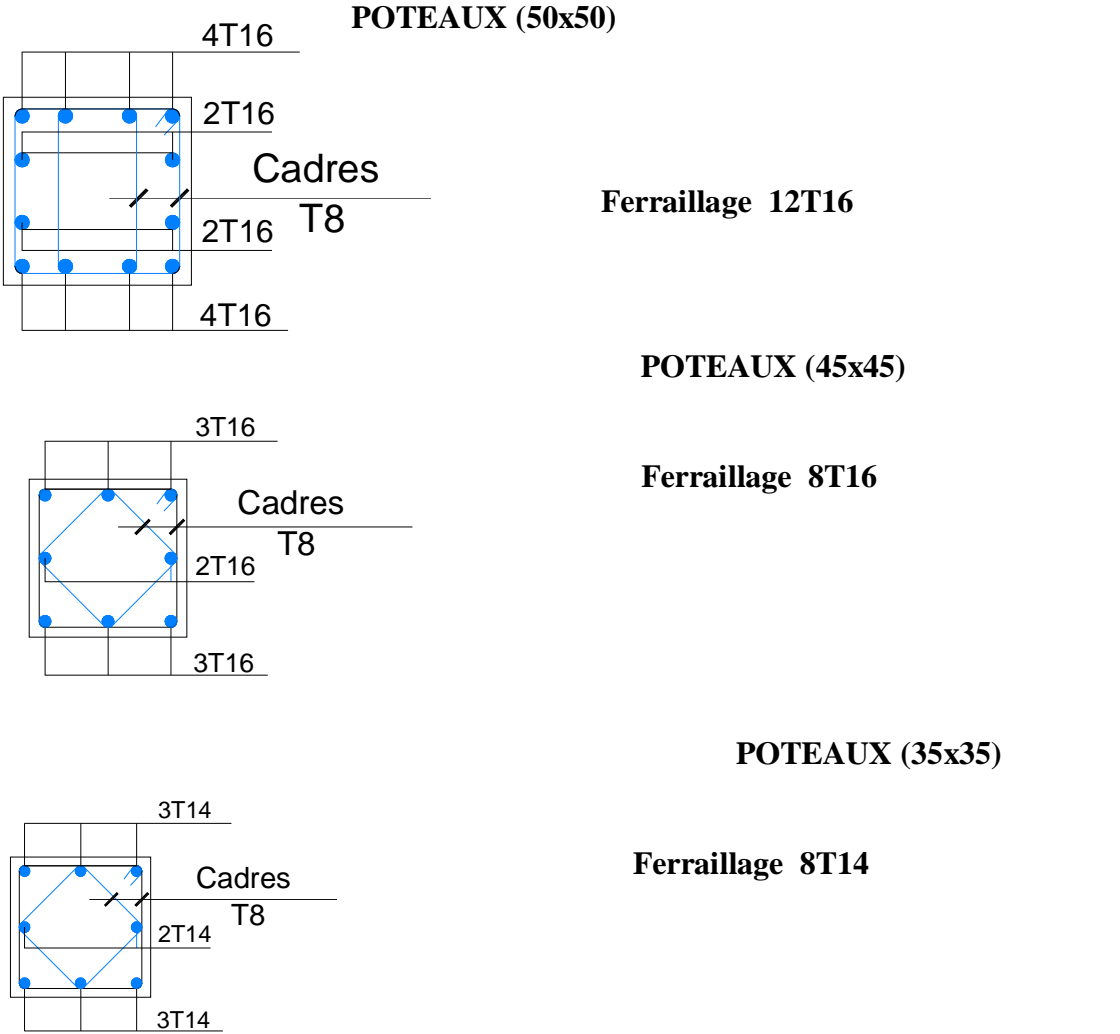


Figure. VI.2. Dessin de ferrailages des sections des poteaux

Chapitre –VII–

---

Calcul et ferrailage des voiles

**VII.1 Introduction :**

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

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités. Pour cette structure, la hauteur d'étage est de 3,05m du RDC jusqu'à dernier étages, à cet effet l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante :

$$e = h_e / 25 = 305 / 25 = 12,20 \text{ cm}, \text{ l'épaisseur des voiles a été prise égale à } 20 \text{ cm}.$$

Les voiles sont des éléments verticaux ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau «allongé» de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

**VII.2 Le système de contreventement :**

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

**a) Conception :**

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion) ;
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

**b) Calcul :**

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique - voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

**VII.3 Le principe de calcul :**

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$  ; Vérification du béton ;
- $0,8G + E$  ; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode de contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

**a) La méthode de calcul :**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué ;	V : distance entre le centre de gravité
M : moment fléchissant appliqué ;	du voile et la fibre la plus éloignée ;
A : section du voile ;	I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

- **Premier cas :**

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  ; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :  $A_{min} = 0,15aL$

- **Deuxième cas :**

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$  ; La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$  ; On compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :

- Si :  $A_v < A_{min} = 0,15\%aL$ , on ferraille avec la section minimale ;
- Si :  $A_v > A_{min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

- **Troisième cas :**

( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

- b) Armatures verticale :**

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

- c) Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% ;
- En zone courante 0,10%.

- d) Armatures transversales :**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m<sup>2</sup> au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

- e) Armatures de coutures :**

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1,4V_u \end{cases}$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**Ferrailage des voiles sous : (0,8G ± E)**



**V.3.4.1. type : voile en L (Axe 1)**

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

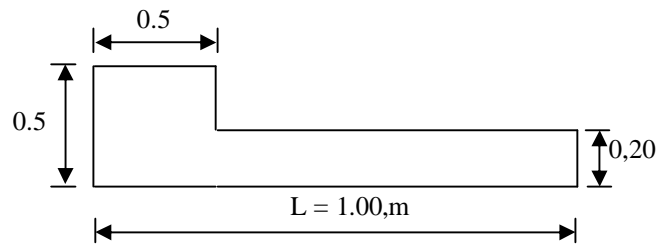
Avec:  $A = 0.4 \text{ m}^2$

$$V = 0.25 \text{ m}$$

$$N = F_z = 190.05 \text{ kN}$$

$$M = 961.49 \text{ kN.m}$$

$$T = 171.2 \text{ kN}$$



**Figure. V.5 :** vue en plan du voile plein en L.

**A) Détermination des contraintes : 282.79**

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{190.05}{0.4} + \frac{96.149 \times 0.25}{0.85} = 503.40 \text{ t} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{190.05}{0.40} - \frac{96.149 \times 0.25}{0.85} = 446.84 \text{ t} \end{cases}$$

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  ; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :  $A_{min} = 0,15aL$

**b) Position de l'axe neutre :**

$$x = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times l = \frac{503.40}{503.40 + 446.84} \times 2.45 = 0.529 \text{ m}$$

**c) Force de traction :**

$$F = |\sigma_2| \times \frac{a}{2} \times x = 446.84 \times \frac{0,2}{2} \times .5 = 44.68 \text{ t}$$

**d) Armature longitudinales :**

$$A_x = \frac{F}{\sigma_e} = \frac{44.68}{40000} = 0,001117 \text{ m}^2 = 11.17 \text{ cm}^2$$

$$A_l = \frac{A_x \times A}{A'} = \frac{11.17 \times 0.4}{0,20 \times 0.74} = 30.18 \text{ cm}^2$$

**e) Armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \frac{1,4V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 17.12}{40000} = 0,000599 \text{ m}^2 = 5.99 \text{ cm}^2$$

**f) Armatures totale :**

$$A_v = A_l + A_{vj} = 36.17 \text{ cm}^2$$

On adopte :

- Poteau : 12T16 (24.14 cm<sup>2</sup>) ;
- Voile : 2 x 6T14 (18.48 cm<sup>2</sup>) ;

Soit :  $24.14+18.48=42.62 \text{ cm}^2$

### VII.5 Vérification :

#### VII.5.1 Vérification à l'ELS :

##### a) Condition de non fragilité :

D'après le RPA 99/2003, on calcule pour une bande de 1 m et on a :

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times L = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_v = 36.17 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

##### b) L'espaceur :

Selon le BAEL 91, on a :  $S_t \leq \min\{2a ; 33 \text{ cm}\} = \min\{40 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$

Selon le RPA 99/03 :  $S_t \leq \min\{1,5a ; 30 \text{ cm}\} = \min\{30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$

Donc :  $S_t \leq \min\{S_{t \text{ BAEL}} ; S_{t \text{ RPA}}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espaceur de 15 cm

##### c) Vérification des contraintes de cisaillement :

- **BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{171.2 \times 10}{20 \times 0,9 \times 100} = 0,951 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$  ; Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,951 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

- **RPA 99/2003 :**

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 171.2 \times 10}{20 \times 0,9 \times 100} = 1.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

##### d) Vérification des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{S + (15 \times A_s)} = \frac{151.46 \times 10}{(20 \times 375) + (15 \times 36.17)} = 0.188 \text{ MPa} < 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée

### VII.6. Disposition des armatures :

#### VII.6.1 Armatures verticales :

- Les arrêts, jonctions et enrobage des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

- La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm, selon le BAEL 91 et ne doit pas dépasser 1,5 fois l'épaisseur du mur ni 30 cm, selon le RPA 99/2003.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres ne doit pas être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm :

$$\text{On a : } \begin{cases} S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \frac{S_t}{2} = 7,5 \text{ cm} < 15 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ L = 305 \text{ cm} \rightarrow \frac{L}{10} = 30,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_c \geq 0,2\% . a(Y - X) = 0,2\% \times 0,2 \times (3,05 - 1,00) \times 10^4 = 8,2 \text{ cm}^2 \dots (\text{CV})$$

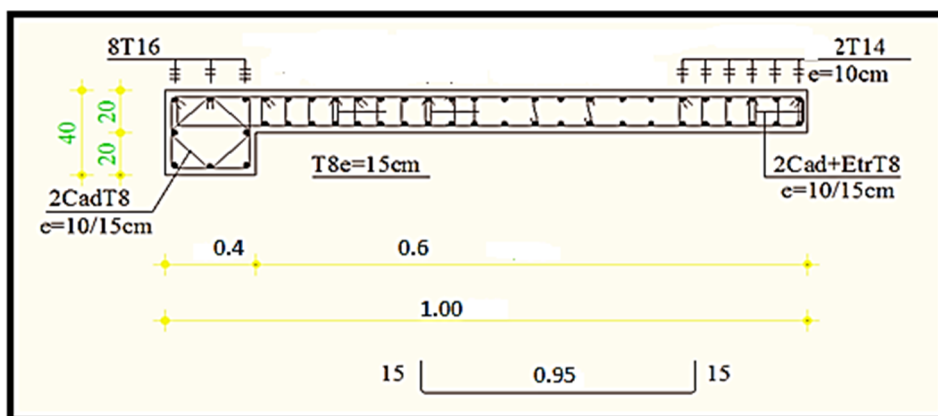


Figure V.6 :Schéma de Ferrailage

Chapitre –VIII–

---

Etude de l'infrastructure

**VIII.1. Calcul des fondations :****VIII.1.1. Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages 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 leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 1.50 bar à un ancrage de 1.50 m.

- Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
- Le calcul des fondations se fait comme suit :

1- Dimensionnement à l' E.L.S  $N_{ser} = G+Q.$

2- Ferrailage à l' E.L.U  $N_u = 1,35 G+ 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction, et la faible portance du sol, le dimensionnement des fondation donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à formée un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- ❖ Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- ❖ Transmettre au sol la totalité des efforts
- ❖ Eviter les tassements différentiels.

**VIII.1.2. Définition :**

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

**Calcul du radier:**

- Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.
- Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol  $\cong$  poids total de la structure).

**VIII.1.2.1. Pré dimensionnement du radier :**

Poids supporté par le radier.

Superstructure  $G_T$  : la charge permanente totale.

$Q_T$  : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^8 G_i = 2261.06 \text{ t.}$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^8 Q_i = 315.05 \text{ t.}$$

**Combinaison d'actions :**

$$\text{E.L.U} : N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 3525 \text{ t.}$$

$$\text{E.L.S} : N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 2676,11 \text{ t.}$$

**Surface du radier:**

La surface du radier est donnée par la formule suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = N_{\text{ser}} = 2676,11 \text{ t.}$$

$$S \geq N / \sigma_{\text{sol}} = 2676,11 / 15 = 178,40 \text{ m}^2.$$

On prend un débord de 60 cm de chaque coté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise  $S_{\text{radier}} = 190,95 \text{ m}^2$ .

**VIII.1.2.2. Calcul de l'épaisseur du radier :**

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

**1<sup>ère</sup> condition :**

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06.f_{c28}.$$

$$V_u : \text{Effort tranchant ultime} : V_u = Q.L/2$$

$$L : \text{Longueur maximal d'une bande 1m} ; L = 4,50 \text{ m}$$

$$Q_u = N_u / S = 3525 / 178,40 = 19,80 \text{ t/m}^2.$$

$$\text{Par ml: } Q_u = 19,80 \text{ t/ml} = 19,80 \text{ t/ml.}$$

$$V_u = 19,80 \times 4,50 / 2 = 44,55 \text{ t}$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

$$d \geq \frac{44,55 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,295 \text{ m}$$

**2<sup>ème</sup> condition :**

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad .L = 450\text{cm}$$

$$18 \leq d \leq 22.50\text{cm}$$

$$h = d + c = 22,00 + 5 = 27,00\text{cm} ; \text{ on prend : } h = 35\text{cm} ; d = 30\text{cm}$$

### VII.1.2.3. Détermination de la hauteur de la poutre de libage:

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 50,00 \text{ cm} \leq h \leq 75,00\text{cm}$$

On prend :  $d=63\text{cm}$  ;  $h = 70 \text{ cm}$  ;  $b = 50 \text{ cm}$ .

### VII.1.2.4. Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5[0,35 \times 190.95 + 0,7 \times 0,50 \times 50.53] = 211.295\text{t}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = 2676.11 + 211.295 = 2887.40 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{2887.40}{190.95} = 15.12\text{t/m}^2 < 18 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

### Inerties du radier :

$$I_{\text{XG}} = 2264.99\text{m}^4$$

$$I_{\text{YG}} = 1342.65\text{m}^4$$

### La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec:  $I$  : Inertie de la poutre :  $I = bh^3/12 = 0,50 \times (0,7)^3 / 12 = 0,0369\text{cm}^4$ .

$E$  : module d'élasticité du béton,  $E = 3216420 \text{ t/m}^2$ .

$b$  : largeur de la poutre  $b=0,50\text{m}$ .

$K$  : coefficient de la raideur de sol  $k = 500 \text{ t/m}^3$ .

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,0369}{500 \times 0,50}} = 6,71\text{m}$$

$$L_{\text{max}} = 4,50\text{m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 10.53\text{m} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$L_{\text{max}}$  : la longueur maximale entre nues des poteaux.

### VIII.1.2.5. Evaluation des charges pour le calcul du radier :

#### Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{\text{raid}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,35 = 0,875 \text{ t/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{rad}} = 15,12 - 0,875 = 14,24 \text{ t/m}^2.$$

Donc la charge en « m<sup>2</sup> » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 14,24 \text{ t/m}^2.$$

### VIII.1.3.Ferrailage du radier :

#### VIII.1.3.1.Ferrailage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis  $L_x$  et  $L_y$  avec  $L_x \leq L_y$ .

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

#### 1<sup>er</sup> cas :

Si :  $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$  La dalle portante suivant les deux directions.

Les moments sont donnés par :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}.$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 0,2M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5M_o \dots \dots \dots \text{appuis intermédiaire.}$$

#### 2<sup>ème</sup> cas :

Si :  $\alpha = L_x/L_y < 0,4$  La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

#### 1) Exemple de calcul :

$$\alpha = L_x/L_y = 4,00/3,14 = 1,27 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

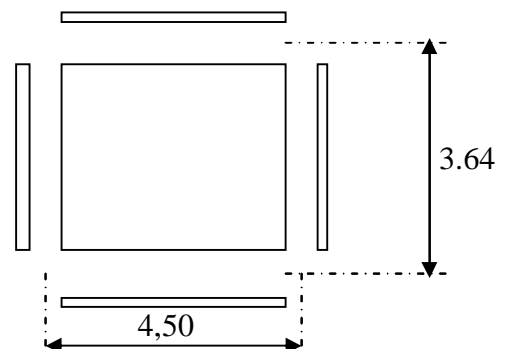
$$\alpha = 1,27 \Rightarrow \mu_x = 0,0975 ; \mu_y = 0,8899$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{ox} = 0,0975 \times 14,24 \times (4,00)^2 = 22,21 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$M_{oy} = 0,8899 \times 22,21 = 19,76 \text{ t.m}$$





**En travée :**

**Sens x :**

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 0,85 \times 22.21 = 18.87 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{18.87 \cdot 10^4}{100(30)^2 \cdot 14,17} = 0,148 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,202 \left( 1 - \sqrt{1 - 2,055\mu} \right) = 0,199$$

$$z = d(1 - 0,416\alpha) = 27.55 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{z\sigma_s} = \frac{18.87 \cdot 10^4}{27.55 \times 348} = 19.68 \text{ cm}^2.$$

On adopte 2x9T12/ ml , A = 20.37 cm<sup>2</sup>/ml, S<sub>t</sub> = 12cm

**Sens y :**

$$M_{ty} = 0,85 \times 19.76 = 16.79 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,131; \alpha = 0,175; z = 27.81 \text{ cm}$$

$$A = 17.34 \text{ cm}^2 .$$

On adopte 2\* 8T12 / ml , A = 18.10 cm<sup>2</sup>/ml, S<sub>t</sub> = 15 cm

**Sur appuis :**

**Sens x,y:**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,4 M_{ox} = 0,4 \cdot 22.21 = 8.88 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,0696; \alpha = 0,089 ; z = 28.88 \text{ cm}$$

$$A = 8.83 \text{ cm}^2$$

On adopte 2\*6T10 / ml , A = 9.43 cm<sup>2</sup>/ml ,S<sub>t</sub> = 20cm les deux sens

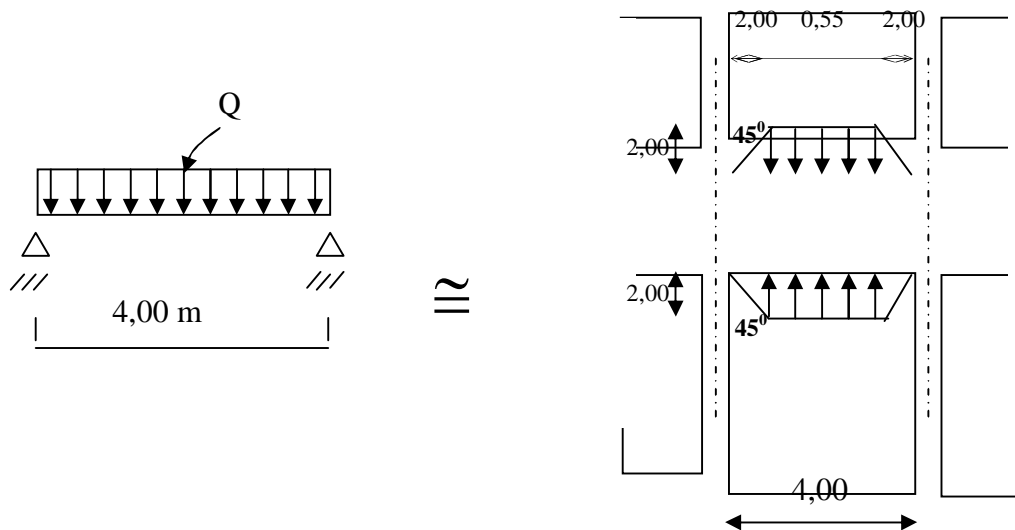
On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

#### **VIII.1.4.Ferrailage des poutres de libages :**

Le rapport  $\alpha = L_x/L_y > 0,4$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires et trapézoïdales pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

**a) Sens Longitudinal (x) :**

$$L_{\max} = 4,00 \text{ m}$$



**Figure VIII.1.** Répartition des charges sur les poutres selon  
Les lignes de rupture.

**Calcul de Q' :**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left( 1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec :  $Lx_1 = 4.00m$

$Ly_1 = 3.14m$

$Lx_2 = 4.00m$

$Q = 14,24 \text{ t/m}^2 \cdot 0,994$

$$Q' = \frac{14,24}{2} \left[ \left( 1 - \frac{4,00^2}{3 \times 3,14^2} \right) . 4,00 + \left( 1 - \frac{4,00^2}{3 \times 3,14^2} \right) . 4,00 \right] = 56,65 \text{ t/m}$$

Donc :

$$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{56,65 \times 4,00^2}{8} = 113,30 \text{ t.m}$$

**a.1. Calcul du ferrailage :**

**En travée :**

$$M_t = 0,85M_o = 0,85 \cdot 11330 = 96.30 \text{ t.m}, \quad b = 50 \text{ cm}, \quad h = 70 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{96.30 \cdot 10^4}{50 \cdot (63)^2 \cdot 14,17} = 0,342 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,202 \left( 1 - \sqrt{1 - 2,055\mu} \right) = 0,546$$

$$z = d(1 - 0,416\alpha) = 48.89 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{z \cdot \sigma_s} = \frac{96.30 \cdot 10^4}{48.89 \cdot 348} = 56.60 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 6T20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 6T20 ; A = 56.57 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 6T20 \end{cases}$$

**En appuis :**

**Appuis intermédiaires:**

$$M_a = 0,5M_o = 0,5 \cdot 113.30 = 56.65 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,201 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \quad \alpha = 0,28, \quad z = 55.63 \text{ cm}^2, \quad A_s = 29.26 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(6T20) Fil+ (6T16) chap. ; A = 30.93 cm<sup>2</sup>.**

**Appuis de rive:**

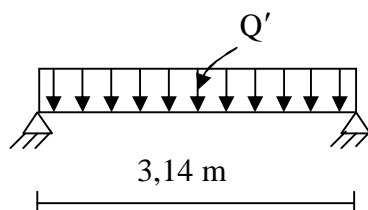
$$M_a = 0,2 \cdot M_o = 0,2 \cdot 113.30 = 22.66 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,080 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \quad \alpha = 0,103; \quad z = 60.29; \quad A_s = 10.80 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T12) A = 12.57 cm<sup>2</sup>.**

**b) Sens transversal(y) :**

$$L_{\max} = 3,75 \text{ m.}$$

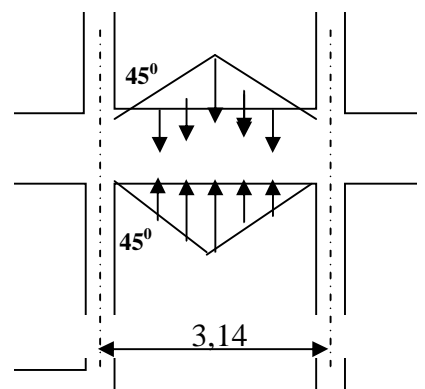


$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

$$\text{Tel que } Q = 14,24 \text{ t/m}^2$$

$$Lx_1 = 3.14$$

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot 14,24 \cdot 3,14 = 29.80 \text{ t/m}$$



$$M_o = Q' L^2 / 8 = 29.8.(3,14)^2 / 8 = 36.72t.m$$

**b.1.Calcul du ferrailage :****En travée :**

$$M_t = 0,85M_o = 0,85 \times 36.72 = 31.21t.m, \quad b = 50\text{cm}, \quad h = 70\text{cm}, \quad d = 0,9.h = 63\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{31.21.10^4}{50.(63)^2.14,17} = 0,11 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,202 \left( 1 - \sqrt{1 - 2,055\mu} \right) = 0,322$$

$$z = d(1 - 0,416\alpha) = 54.68\text{cm}$$

$$A = \frac{M}{z.\sigma_s} = \frac{31.21.10^4}{54.68 \times 348} = 16.39\text{cm}^2.$$

$$\text{on adopte:} \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4\text{T}16 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}16 ; A = 18.48\text{cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}16 \end{cases}$$

**En appuis :****Appuis intermédiaires:**

$$M_a = 0,5.M_o = 0,5 \times 36.72 = 18.36 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,065 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A'=0) ; \alpha = 0,083, \quad z = 60.82\text{cm}^2, \quad A_s = 8.67\text{cm}^2$$

On adopte : **(4T16) Fil + (4T16) chap ; A = 16,09 cm<sup>2</sup>.**

**Appuis de rive:**

$$M_a = 0,2.M_o = 0,2 \times 36.72 = 7.34 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,026 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A'=0) ; \alpha = 0,032 ; z = 62.16 ; A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T14) ; A = 6,16 cm<sup>2</sup>.**

**VIII.1.5.Armature de peau :**

Puisque  $h > 60\text{cm}$  il est obligatoire d'ajouter les armatures de peau soit 2T12;

$$A = 2,26\text{cm}^2.$$

**VIII.1.6.Contrainte de cisaillement :**

$$T_{\max} = 44.50 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{44.50}{0,50 \times 0,63 \times 100} = 0,014\text{MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,50\text{MPa}.$$

$$\tau_u = 0,014\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

**Armatures transversales :**

**Diamètre:**  $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_l; b/10) = \min(22,86; 12; 45) = 12 \text{ mm}$   
on prend  $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

**Espacement :**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_l\right) = \min(20, 14, 4) = 14,4 \text{ cm}$$

on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{c28})} \Rightarrow f_e \geq \frac{b(\tau_u - 0,3f_{c28})S_t}{0,8A_t}$$

$$f_e \geq \frac{45 \cdot (0,96 - 0,3 \times 2,1) 15}{0,8 \times 3,14} = 88,67 \text{ MPa.}$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 4T10,  $A=3,14 \text{ cm}^2$ .

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,48; 0,4 \text{ MPa}) = 0,48 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \cdot 400}{45 \cdot 15} = 1,86 > 0,48 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

*Conclusion générale*

---

## Introduction générale

---

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des Bâtiments. Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offertes par l'ordinateurs, ont influencées profondément sur les méthodes de calcul en effet on peut dire que l'emploi des logiciels des calculs est en train de bouleverser les méthodes forfaitaires qui n'étaient qu'approximatives.

Rappelons que le renforcement de cette structure (lors de l'étude sismique) nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique). Le but de cette étude est de chercher une meilleur configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers, qui ont fournie des résultats cohérents et significatifs, en outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important ( aspect économique ). Enfin, l'objectif principal est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires

## *Références Bibliographiques*

---



## Références bibliographiques

---

### **Livres et règlements :**

Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version (2003).

Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA (1993).

Document technique réglementaire : DTRB.C.2.48

DTR BAEL 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Révisées (1999).

Document technique réglementaire : DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitation (1988).

### **Mémoire :**

Etude d'un bâtiment (R+6) a usage multiple situé à alger

Eude d'un bâtiment (R+7) a usage d'habitation situé à oran

Etude d'un bâtiment (R+8) a usage multiple

### **Cours :**

Polycopié, Béton armé (Mr : MIMOUNI Mohamed) 1er Année Master (2018-2019), Université de Tiaret.

### **Logiciels :**

Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.

Auto Cad

Socotec

Excel

Word