

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

**Université Ibn Khaldoun de Tiaret**



Faculté des Sciences Appliquées  
Département de Génie Civil

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

Spécialité : Génie Civil  
Option : Structure

Présenté par :

*Sujet du mémoire*

BOUSSEDJERA ABEDLKADER  
BOUCHENAFI KHADIDJA

**ETUDE D'UN BATIMENT EN BETON ARME  
(R+08) D'HABITATION A TIARET**

M<sup>r</sup> B.BOUAKKAZ

Président

M<sup>elle</sup> S. AIT YAHYA

Encadreur

M<sup>r</sup> R.BENFERHAT

Examinateur

M<sup>me</sup> L.MIMOUNI

Examinateur

Promotion 2018/2019



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## *Remerciements*

*Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

*Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre encadreur **M<sup>elle</sup> AIT YAHIA.SIHAME**, pour les orientations et les conseils qu'il a su nous prodiguer durant l'évolution de notre projet.*

*Nous voudrions aussi remercier tous les professeurs qui ont contribué à notre formation et remercions spécialement **M<sup>r</sup> BOUAKAAZ KHALED** le chef department de GC*

*Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de nos profonds Respects pour avoir pris la peine d'examiner le manuscrit.*

*Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.*

## *Dédicace*

*Je remercie Dieu tout puissant de m'avoir donné la force et le courage de finir ce travail.*

*À cet agréable moment je dédie ce modeste travail à ma chère mère qui a été à mon coté durant toute ma vie, à mon cher père qui a sacrifier toute leur vie afin de ma voir devenir ce que je suis.*

*Je dédie aussi ce mémoire :*

*À toute ma famille*

*À tous mes amis*

*À tout ce qui ma encourager de proche et de loin de finir ce travail.*

*À toutes la promotion de 2<sup>ème</sup> année master GC.*

*Bouchenafa khadidja  
Boussedjra Abdelkader*



## ملخص

في إطار التحضير لمناقشة مذكرة التخرج قمنا بدراسة عمارة متعددة الاستخدامات ذات بنية خرسا بنية متكونة من طابق أرضي + ثمانية طوابق . هذا الإنجاز يتم بناءه بولاية تيارت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية ذات الصنف I.

استقرار البنية مضمون و محقق بواسطة عارضات ذاتية الاستقرار والجدران المسلحة.

اختيار مختلف العناصر المشكلة للبناء صممت طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA99V2003, BAEL91...)

كلمات البحث: بناية. الخرسانة المسلحة، ETABS، RPA99v2003، BAEL91modifié99.

## Résumé

Le projet de fin d'étude porte sur l'analyse structurale d'un bâtiment d'habitation implanté dans la Wilaya de TIARET Algérie, composé d'un rez de chaussée et de huit niveaux. Le bâtiment est entièrement réalisé en béton armé. Le pré-dimensionnement a été fait selon les règles de calcul (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003). L'étude de la stabilité verticale de l'ouvrage consiste à un bon dimensionnement des dalles, des poteaux et des fondations. Pour ce faire, un calcul manuel de descente de charge a été réalisé, sur la base de plans d'architecture et le DTR B.C.2-2. L'ensemble des calculs ont été réalisé sur la base du règlement parasismique Algérien. La stabilité horizontale de l'ouvrage est assurée par des voiles en béton armé. Une analyse dynamique, réalisé et vérifié selon les deux méthodes ; la méthode des spectres de réponse et la méthode statique équivalente, a permis de déterminer les moments fléchissant, efforts tranchants, réaction d'appuis contraintes et déplacements aux différents éléments poteaux, poutres, nœuds, voiles...etc.).

Les différentes dimensions proposées ont vérifiées la stabilité ainsi que le ferrailage représente le minimum données par le RPA et BAEL 91 pour la plus part des éléments de la structure.

**Mots clefs:** Bâtiment, Béton armé, ETABS, RPA99v2003, BAEL91 modifié 99.

## **Abstract**

The project graduation concerns the structural analysis of a residential building located in the, Tiaret Wilaya Algeria, consisting of a rez of floor and eight levels. The entire building is made of reinforced concrete. The preliminary design was done according to the calculation rules (CBA93, BAEL91, RPA99 2003 version). The study of the vertical stability of the structure is the design of slabs, columns and foundations. To do this, a load descent manual calculation was made on the architectural plans and on the basic of the DTR BC2-2. All calculations were performed on the basis of the Algerian seismic regulations. The horizontal stability of the structure is provided by reinforced concrete walls. The dynamic analysis is performed and verified by both methods; the method of response spectra and the equivalent static method was allowed to determine the bending moments, shear forces, the reaction of the supports, constraints and the moves to different parts (columns, beams, knots, sails ... etc.). The different proposed dimensions have checked the stability and the reinforcement is the minimum given by the RPA and BAEL 91 for most of the elements of the structure.

**Keyword:** Building, Reinforced concrete, ETABS, RPA 99 modified 2003, BAEL 91modified 99.

## Liste Des Tableaux

Tableau I. 1: Résistance $f_{cj}$ du béton à 7, 14 et 90 jours.....	4
Tableau I. 2: les déformations limites du pivot .....	10
Tableau II. 1 : Charges et surcharge du plancher terrasse.(inaccessible).....	14
Tableau II. 2 : Charges et surcharge des étages courants .....	14
Tableau II. 3 Charges et surcharge du mur extérieure .....	15
Tableau II. 4 : Charges et surcharge du mur intérieurs.....	15
Tableau II. 5 la loi de dégression .....	16
Tableau II. 6 : Dimensions des éléments porteurs.....	25
Tableau III.1 : Poids mort de l'ascenseur.....	32
Tableau III.2 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	36
Tableau III.3 : -Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	41
Tableau III.4. : --Charges est surcharges de la poutre palière .....	50
Tableau III.5. : Charges est surchargesd'escalier.....	50
Tableau III.6. : Valeurs de (M) et de (T) en fonction de la distance pour cas 1.....	50
Tableau III.7. Valeurs de (M) et de (T) en fonction de la distance pour cas 2.....	53
Tableau III.8. Valeurs de (M) et de (T) en fonction de la distance pour cas 1.....	54
Tableau III.9. Les charges et les surcharges.....	58
Tableau: -IV - 1. Les moments sur appuis Plancher étage courant.....	75
Tableau: - IV-2.. Tableau récapitulatif des résultats obtenus.....	79
Tableau: - IV- 3. Tableau récapitulatif des résultats obtenus.....	95
Tableau :V.1. Participation massique cumulée.....	109
Tableau V.2. : Coefficient d'accélération de zone.....	110
Tableau V.3.: Pénalité à retenir pour le critère de qualité.....	110
Tableau V.4. : Coefficient de pondération .....	111
Tableau V.5. : Périodes associées à la catégorie de site.....	112
Tableau V.6. : Pourcentage d'amortissement critique.....	112
Tableau :V.7. Les déplacements relatifs inter étages.....	114
Tableau :V.8. Vérification de L'effet P- $\Delta$ .....	116

Tableau IV. 1 : Moments max des Poutres principales de rive.....	119
Tableau IV. 2 Moments max des Poutres principales intermediaires.....	119
Tableau IV. 3 : Moments max des poutres secondaires de rive.....	120
Tableau IV. 4 : Moments max des poutres secondaires intermédiaires .....	120
Tableau IV. 5 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive.....	123
Tableau IV. 6 Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires:.....	123
Tableau IV. 7 : Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires de rive.....	124
Tableau IV. 8 : Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires intermediaires.....	124
Tableau IV. 9 les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(version .....	132
Tableau IV. 10 -Calcul de ferrailage des poteaux.....	...138

# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE 01 : Introduction

Figure-I-1-	Diagramme parabole-rectangulaire (idéalisé).....	05
Figure-I-2-	Diagramme rectangulaire.....	06
Figure-I-3-	Diagramme de déformations-contraintes.....	08
Figure-I-4-	Diagramme des déformations limitées de la section.....	10

## CHAPITRE 02 : Pré-dimensionnement des éléments de la structure

Figure –II-1	Coupe sur acrotère.....	15
Figure- II-2	Acrotère en béton armé.....	25
Figure –II-3	section du poteau le plus sollicité (en m <sup>2</sup> ).....	18

## CHAPITRE 03 : Calcul des planchers

Figure III.1	Schéma de l'acrotère.....	26
Figure III.2.	Schéma du ferrailage et coffrage de l'acrotère .....	30
Figure III.3	Schéma d'un ascenseur .....	31
Figure III.4	Schéma coupe d'un ascenseur .....	32
Figure III.5	Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur.....	34
Figure III.6	Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle .....	35
Figure III.7	-Dessin montrant la concentration.....	35
Figure III.8	Moments de la dalle.....	36
Figure III.9	Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur .....	45
Figure III.10	- Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur .....	45
Figure III.11	Volée d'escalier.....	47
Figure III.12	Schéma d'un escalier.....	48
Figure III.13	Schéma d'évaluation des charges.....	51
Figure III.14	Moment de calcul .....	52
Figure III.16	Des marches consol .....	57
Figure III.17	Schéma d'évaluation des charges ( marches consol ).....	58
Figure III.18	diagrammes de (M) et (T) des marches consol .....	59
Figure III.19	Schéma de poutre brisée .....	60
Figure III.20	Schéma d'évaluation des charges (poutre brisée).....	63
Figure III.21	. diagrammes de (M).....	64
Figure III.22	ferrailage de l'escalier.....	68

Figure III.23	ferraillage de la poutre brisée.....	68
Figure III.24	ferraillage des marches.....	69
<b>CHAPITRE 04 : Calcul des planchers</b>		
Figure - IV-1	Le plancher à corps creux.....	70
Figure – IV.2	Coupe sur plancher.....	71
Figure- IV.3	Plancher à corps creux.....	72
Figure - IV.4	.Schémas explicatifs.....	73
Figure - IV - 5	_Diagramme des moments fléchissant [KN.m] et des efforts tranchants [KN].....	77
Figure IV.6	_Coupe transversale de poutrelle.....	79
Figure - IV.7	Diagramme des contraintes à E.L.S.....	82
Figure - IV-8	Schéma de la bielle d’about.....	85
Figure - IV - 9.	Dessin de ferraillage des poutrelles des étages courants.....	87
Figure- IV- 10.	Ferraillage de la dalle de compression.....	88
Figure - I V- 11	. Schéma explicatif.....	.89
Figure I V- 12	. Schéma explicatif.....	89
Figure - I V- 13	. Schéma explicatif.....	89
Figure- IV - 14	. Schéma explicatif.....	90
Figure - IV - 15	. Schéma explicatif.....	90
Figure- IV - 16	.Dessin de ferraillage des poutrelles du plancher terrasse.....	102
<b>CHAPITRE 05 : Etude sismique</b>		
Figure V-1	La structure sur le « Etabs ».....	105
<b>CHAPITRE 06 : Etude des portiques</b>		
Figure-VI-1-	Dessin de ferraillage des sections des poutres principales et secondaires.....	130
Figure-VI-2	-zone nodale.....	137
Figure-VI-3	Dessin de ferraillages des sections des poteaux.....	139

**CHAPITRE 07 :** Etude des voiles

Figure-VII-1	-Disposition des armatures dans les voiles.....	148
Figure-VII-2	-Disposition du ferrailage voiles.....	148

**CHAPITRE 08 :** Etude du Radier

Figure-VIII-1	-Radier général.....	150
Figure-VIII-2	-Schéma du panneau le plus défavorable.....	154
Figure-VIII-3	-Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.....	157
Figure-VIII-4	-Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.....	159
Figure-VIII-5	Représente les armatures de peau.....	161
Figure-VIII-6-	Ferrailage du radier et poutre de libage .....	163





# Sommaire

## CHAPITRE I : Introduction

- I-1-Introduction générale .....(01)
- I-2-Présentation de l'ouvrage .....(02)
- I-3-Caractéristiques mécaniques des matériaux ..... (02)
- I-4-Résistance mécanique ..... (04)
- I-5- Etats limites..... (11)

## CHAPITRE II :Pré-dimensionnement des éléments de la structure

- II-1- Introduction ..... (13)
- II-2-Détermination de l'épaisseur du plancher ..... (13)
- II-3-Pré-dimensionnement des poutres ..... (17)
- II-4-Pré-dimensionnement des poteaux .....(18)

## CHAPITRE III : Calcul des éléments non structuraux

- III-1-Acrotère..... (26)
- III-2-L'ascenseur..... (30)
- III-3-Escaliers..... (46)

## CHAPITRE IV : Calcul des planchers

- IV-1-Introduction .....(70)
- IV-2-Dimensionnement des poutrelles .....(71)
- IV-3-Méthode Calcul des poutrelles .....(72)
- IV-4-Exemple de calcul.....(72)
- IV-5-Ferraillage de la dalle de compression .....(87)
- IV-6-Plancher terrasse.....(88)

## CHAPITRE V : Etude sismique

- V-1-Introduction.....(103)
- V-2-présentation du logiciel ETABS.....(103)
- V-3-Méthode de calcul.....(103)
- V-4- Méthode d'analyse modale spectrale .....(104)
- V-5- Calcul des masses de la structure .....(106)
- V-6-. Principe et positionnements des contreventements..... (108)
- V-7-Vérifications .....(109)
- V-8-Justification Vis A Vis Des déformations .....(113)

## CHAPITRE VI :étude des portiques

- VI-1-Introduction .....(117)
- VI-2-Ferraillage des poutres .....(117)
- VI-3-Ferraillage des poteaux.....(131)

## **CHAPITRE VII : étude des voiles**

- VII-1-Introduction..... (140)
- VII-2-Le système de contreventement.....(140)
- VII-3- Armatures verticales ..... (142)
- VII-4- Armatures horizontales .....(142)
- VII-5- Armatures transversales.....(142)
- VII-6- Ferrailage des voiles.....(143)
- VII-7-Ferrailage .....(144)

## **CHAPITRE VIII :étude du Radier**

- VIII-1-Introduction .....(149)
- VIII-2-Choix du type des fondations .....(149)
- VIII-3-Pré-dimensionnement du radier .....(150)
- VIII-4-Evaluation des charges pour le calcul du radier .....(152)
- VIII-5-Ferrailage du radier .....(153)
- VIII-6-Ferrailage des poutres de libages .....(157)
- VIII-7-Armature de peau .....(160)
- VIII-8-Armatures transversales .....(161)

A decorative border of small house icons surrounds the central text. The top and bottom borders are continuous horizontal lines of icons. The left and right borders consist of vertical columns of icons, with the top and bottom icons of these columns aligned with the horizontal borders.

# CHAPITRE I

## PRESENTATION DE L'OUVRAGE

# CHAPITRE I

## INTRODUCTION

### I-1-Introduction générale :

Bâtir a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations majeurs. A ce jour, la construction connaît un grand développement dans la plus part des pays ; Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens Exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels Tel que les vents et les séismes. Cette étude offre à nous la mise en application de tous ce qu'on a vue durant Le cycle de formation afin d'être capable de calculer et concevoir de manière à ce qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût :

- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : les explosions, les chocs ou autre phénomène.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation, Et a une durabilité suffisante en termes de coûts d'entretien.

Ce travail sera effectué comme suite :

- Une étude de charge et une étude préliminaire du pré-dimensionnement des éléments horizontaux (poutres; chaînages et plancher) et des éléments verticaux (poteaux, murs voiles périphérique).
- Calcul complet et détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, balcon, escalier, ascenseur).
- une étude sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques dynamiques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par cette sollicitation.
- Ferrailage des voiles de contreventements et voile périphérique
- Etude des différents éléments de l'infrastructure (semelles isolées, semelles filantes ou radier général).

Dans le cadre de cette étude, on a va utiliser le logiciel de calcul ETABS V9.6.0 pour faire le calcul dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives

exigées par le CBA93 et le RPA99/version2003. Donc le problème posé est comment peuvent assurer la résistance et la stabilité de notre construction aux différentes effets sans oublier le coté économique ?

### **I.1 Présentation de l'ouvrage :**

La présente étude porte sur le calcul de résistance des éléments d'une tour de (08) étages en béton armé et à usage (habitation et commerciale) située à TIARET, qui est classée en zone de faible sismicité (zone I) d'après le règlement parasismique Algérien (RPA 99 modifié 2003).

### **I-3- Caractéristiques mécaniques des matériaux**

a) Géométrie du bâtiment :

Longueur totale du bâtiment .....	30.40 m
Largeur totale du bâtiment .....	12,59 m
Hauteur du R.D.C. ....	3,40m
Hauteur des étages courants (1 <sup>ier</sup> – 8 <sup>eme</sup> ) .....	3,06 m
Hauteur totale de la structure .....	30,88 m
Hauteur de l'acrotère .....	0,60 m

b) La régularité de la structure :

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

Pour la régularité en plan (3.5.1.a) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_x}{L_x} = \frac{13.10}{30.10} = 0.44 > 0,25 \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{l_y}{L_y} = \frac{7.20}{18.35} = 0,39 > 0,25 \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \\ 0,25 < \frac{L_x}{L_y} = 1,64 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc la structure est irrégulière en plan.

### **I.3.2 Ossature et système constructif pris :**

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

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

c) **Escalier** :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage entre les différents niveaux d'un bâtiment, dans notre cas on distingue type d'escalier, a trois volées, le 2eme volée à marche consol

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

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

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

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

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

**h) Terrasse :** Il existe un seul type de terrasse : Terrasse inaccessible.

### **I.3.3 Caractéristiques géotechniques du sol :**

Le sol d'assise présente les propriétés géotechniques suivantes :

- La contrainte du sol est :  $\sigma_{\text{sol}} = 2$  bars pour un ancrage  $D = 1.8$  m
- Le poids spécifique du sol :  $\gamma = 1,8$  t/m<sup>3</sup> ;
- L'angle de frottement interne du sol  $\varphi = 30^\circ$  ;
- La cohésion  $C = 0$  (sol pulvérulent) ;
- Le site est de nature meuble donc  $S_3$ .

### **I.3-Caractéristiques mécanique des matériaux :**

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

#### **I.3.1 Le béton :**

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

La composition d'un mètre cube (1 m<sup>3</sup>) de béton ordinaire est de :

- 350 kg de ciment (CPA 325) ;
- 400 l de sable ( $d_g \leq 5$  mm) ;

- 800 l de gravillon ( $d_g \leq 25$  mm) ;
- 175 l d'eau de gâchage.

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

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

Les principaux avantages du béton armé sont:

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

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

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

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

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

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

#### **I.4 Résistance mécanique :**

##### **a) Résistance caractéristique à la compression :**

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

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

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

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

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

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

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

**b) Résistance caractéristique à la traction :**

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

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

**c) Définition des états limites :**

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

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

Les états limites sont classés en deux catégories:

**c.1) Etat limite ultime:(E.L.U)**

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

**c.2) Etat limite de service:(E.L.S)**

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

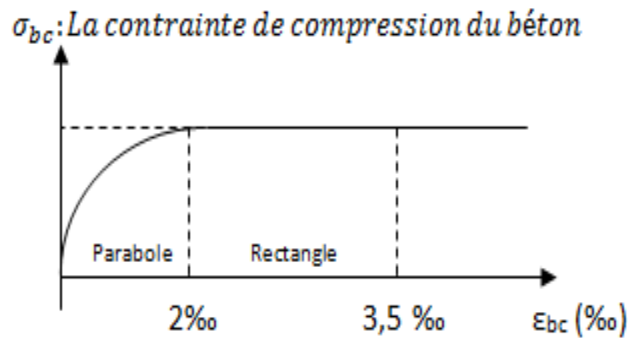
**I.41.2 Déformation et contraintes de calcul :****a) Etat limite de résistance :(CBA 93[ART 3 .3.2])**

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



**a.1) Diagramme parabole – rectangle :**

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



**Figure I. 2 :**Diagramme parabole – rectangle.

La contrainte du béton comprimé :

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

**Avec:**

$\epsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression ;

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

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

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

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

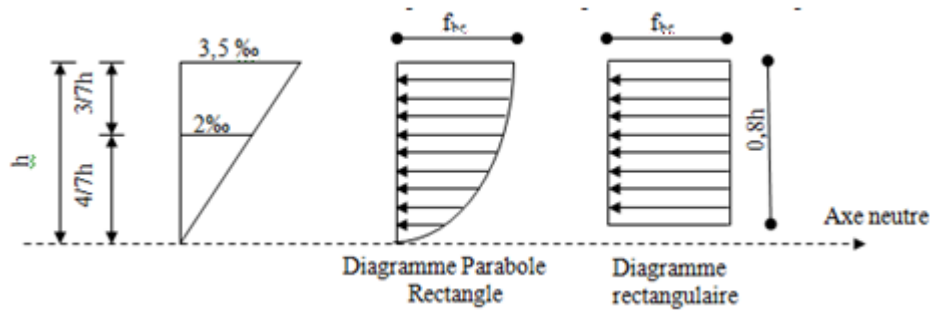
**b) Etat limite de service :(CBA 93 [ART 5.1.4])**

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

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

**b.1) Diagramme rectangulaire :**

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



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

**I.4.1.3 Contrainte admissible de cisaillement:(CBA93 [ART 5.1.2.1.1])**

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

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

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

**Avec :**  $\left\{ \begin{array}{l} b_0 : \text{ largeur de la pièce} \\ d : \text{ hauteur utile} \end{array} \right.$

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

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

**I.4.1.4 Modules de déformation longitudinale du béton :**

a) Module de déformation instantanée :(CBA 93[ART 2.1.1.2])

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

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

b) Module de déformation différée : (CBA 93[ART 2.1.1.2])

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

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

**I.4.1.5 Module de déformation transversale :****Coefficient de poisson :(CBA 93[ART 2.1.2. 3])**

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

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

Où :  $\nu$  est le coefficient de poisson

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

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

**I.4.2 Les Aciers :**

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

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

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

Le poids volumique de l'acier est de : 78,5 kN/m<sup>3</sup>et son module d'élasticité longitudinal est de : 200000MPa.

**I.4.2.1 Diagramme déformation - contrainte :**

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

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

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

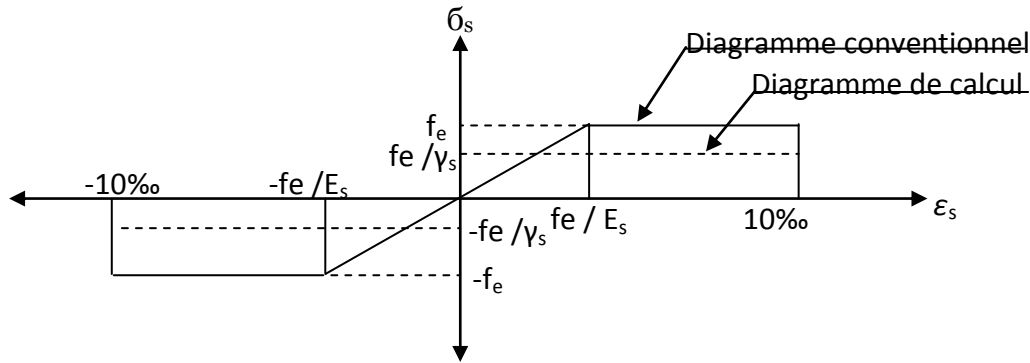


Figure I.4 : Diagramme de déformation – contraintes.

**I.4.2.2 Contraintes limites de traction des armatures ;**

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

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

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

$\eta$  : Coefficient de fissuration ;

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

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

$f_e$  : Limite d'élasticité des aciers.

**I.4 Hypothèse de calcul:**

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

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

**I.4.1 E.L.U.R:**

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003).

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

**I.4.1.1 Hypothèses de calcul:**

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

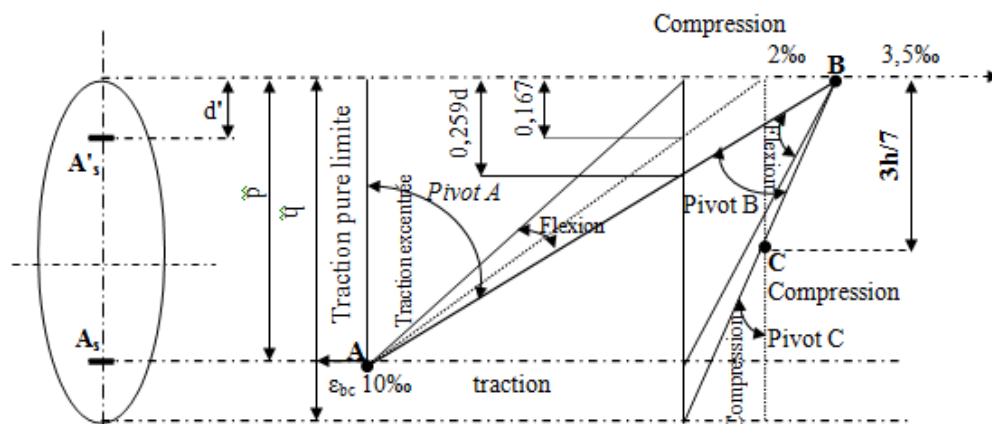
**I.4.1.2 Règles des trois pivots :**

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

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

**Tableau I.2 :** Les déformations limitent du pivot.

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



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

**I-5- E.L.S :**

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

**I.5.2.1 Hypothèses de calcul :**

- Les sections droites restent planes ;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- le béton tendu est néglige ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

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

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

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

**I.5.2.2 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :****•Etat limite ultime :**

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

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

**• Etat limite de service :**

Combinaison d'action : G+Q

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

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

A decorative border of small house icons surrounds the central text. The top and bottom borders are continuous horizontal lines of icons. The left and right borders are vertical lines of icons, with a small gap between the top and bottom icons on each side.

# CHAPITRE II

## PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

## CHAPITRE II

### PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

#### II.1.Introduction:

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et les éléments de contreventement constitués par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003

#### II- 2. Détermination de l'épaisseur du plancher:

Pour déterminer l'épaisseur du plancher  $h_t$  on utilise la condition de flèche  $\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$

(C.B.A.93) Avec: L : la portée la plus grande dans le sens des poutrelles.

Pour notre cas on a :  $L_{\max} = 405 \text{ m}$  d'où  $h_t \geq \frac{405}{22.5} = 18.00 \text{ cm}$

- On adopte alors un plancher à corps creux de hauteur totale  $h_t = 20 \text{ cm}$

Soit : (16+4) cm avec:

- 16 cm pour le corps creux.
- 4 cm pour la dalle de compression.



**II- 2. Descente de charge:****II- 2.1. Charge permanente:****II- 2.1.1. Plancher terrasse inaccessible:***Tableau –II . 01.* Charge permanente & surcharge d'exploitation plancher terrasse (inaccessible)

<i>Désignation de la charge</i>	<i>Valeur en KN/m<sup>2</sup></i>	
	1 - Gravillon de protection de l'étanchéité (e = 5cm)	20x0.05
2 - Complexe d'étanchéité en 4 couches	0.12	<b>0.12</b>
3 - Forme de pente en béton (10 cm)	22x0.10	<b>2.20</b>
4 - Isolation thermique à liège (e = 4cm)	0.04x4	<b>0.16</b>
5 - Plancher à corps creux + dalle de compression (16+4)	2.8	<b>2.80</b>
6 - Enduit en plâtre (e = 2cm)	0.10x2	<b>0.20</b>
<b>La charge permanente</b>	<b>G=∑Gi</b>	<b>6.48</b>
<b>La surcharge d'exploitation</b>	<b>Q</b>	<b>1.00</b>

**II- 2.1.2. Plancher étage courant à usage d'habitation:***Tableau –II. 02.* Charge permanente & surcharge d'exploitation Plancher étage courant

<i>Désignation de la charge</i>	<i>Valeur en KN/m<sup>2</sup></i>	
	1 - Carrelage y compris mortier de pose (2cm)	0.75
2 - Sable fin pour mortier (2cm)	18x0.02	<b>0.36</b>
3 - Plancher à corps creux (16+4)	2.80	<b>2.80</b>
4 - Enduit en plâtre (2cm)	0.1x2	<b>0.20</b>
5 - Cloison en briques creuses	9x0.1	<b>0.90</b>
<b>La charge permanente</b>	<b>G=5.01</b>	
<b>La surcharge d'exploitation</b>	<b>Q=1.5</b>	

**II- 2.1.3.Murs de façade (extérieur):**

*Tableau -II.03. : Charge permanente des Murs extérieur.*

Désignation de la charge	Valeur en KN/m <sup>2</sup>	
1 - Enduit extérieur en ciment (e =2cm)	2x0.18	<b>0.36</b>
2 - Parois en brique creuse extérieur (e =15cm)	9x0.15	<b>1.35</b>
3 - Parois en brique creuse intérieur (e =10cm)	9x0.10	<b>0.90</b>
4 - Enduit intérieur en ciment (e =1.5cm)	1.50x0.18	<b>0.27</b>
	<b>G=∑Gi</b>	<b>2.88</b>

**II-2.1.4.Murs intérieurs:**

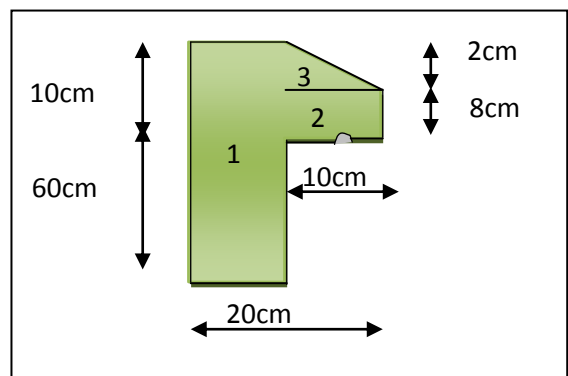
*Tableau -II- .04. Charge permanente Murs intérieurs.*

Désignation de la charge	Valeur en KN/m <sup>2</sup>	
1- Enduit en ciment face 1 (e=1.5cm)	1.5x0.18	<b>0.27</b>
2- Parois en brique creuse intérieur(e=10cm)	9x0.10	<b>0.90</b>
3- Enduit en ciment face 2 (e=1.5cm)	1.5x0.18	<b>0.27</b>
	<b>G=∑Gi</b>	<b>1.44</b>

**II- 2.1.5. Acrotère en béton armé:**

$$G_a = \left[ (0.1 \times 0.7) + (0.08 \times 0.1) + \frac{1}{2} (0.02 \times 0.1) \right] \times 25$$

$$G_a = 1.975 \text{ KN/ml}$$



*Figure -II.01. Coupe sur acrotère.*

**II- 2.2. Surcharge d'exploitation:**

- Surcharge d'exploitation du plancher (du RDC au 8<sup>ème</sup> étages) habitations  $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible  $Q=1 \text{ KN/m}^2$ .

**II-2.2.1.Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation:**

Soit  $q_0$  la charge d’exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment  $Q_1 Q_2 Q_3...Q_n$  les charges d’exploitations respectives des planchers des étages 1, 2,3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

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

- Sous toit ou terrasse  $Q_0$
- Sous dernier étage (Étage 1)  $Q_0+ Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur :
- (Étage 2)  $Q_0+ 0,95 (Q_1+ Q_2)$
- (Étage 3).  $Q_0+ 0,90 (Q_1+ Q_2+ Q_3)$
- (Étage n)  $Q_0+ \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3+.....Q_n)$

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

Niveau	La dégression des charges par niveau (kN/m <sup>2</sup> )	charge (kN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	$NQ_0=1$	<b>1.00</b>
7	$NQ_1= Q_0+ Q_1$	<b>2.50</b>
6	$NQ_2= Q_0+0,95 (Q_1+ Q_2)$	<b>3.85</b>
5	$NQ_3= Q_0+0,90 (Q_1+ Q_2+ Q_3)$	<b>5.05</b>
4	$NQ_4= Q_0+0,85 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4)$	<b>6.10</b>
3	$NQ_5= Q_0+0,80 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5)$	<b>7.00</b>
2	$NQ_6= Q_0+0,75 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6)$	<b>7.75</b>
1	$NQ_7 = Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3+ Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	<b>8.45</b>
RDC	$NQ_8 = Q_0 + 0,69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	<b>9.28</b>

**Tableau –II.05.** La loi de dégression

**II- 3.Pré dimensionnement des poutres :**

D’après le R.P.A.99 Révisées en 2003 articles 7.5.1, les dimensions des poutres doivent

satisfaire les conditions suivantes : 
$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases}$$

Selon le B.A.E.L.91, le critère de rigidité est le suivant :  $\left\{ \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \right.$

- $h_t$ : hauteur total de la poutre
- $b$  : largeur de la poutre
- $L$ : la plus grande portée libre entre axes d'appuis

Deux types de poutres:

- Poutres principales :  $L_{\max}= 502\text{cm}$
- Poutres secondaires :  $L_{\max}=455\text{cm}$

**II- 3.1. Prédimensionnement des poutres principale :**

Poutre principale :  $L_{\max}=502 \text{ cm}$

$$\frac{502}{15} \leq h_t \leq \frac{502}{10}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 33.46 \leq h_t \leq 50.2 \dots\dots\dots \text{On prend } h_t= 40 \text{ cm} \\ d = 0.9 h_t= 36 \text{ cm} \\ 10.8 \text{ cm} \leq b \leq 14.4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{On prend } b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D’après le **R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:**

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30 > 20\text{cm} \dots\dots\dots$  Condition vérifié
- $h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 40 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Condition vérifié
- $h / b < 4 \Rightarrow 40/30 = 1.33 < 4 \dots\dots\dots$  Condition vérifié

On prend la section des poutres principales **:(30x40).**

**II- 3.2. Prédimensionnement des poutres secondaires :**

Poutre secondaires :  $L_{\max}= 455 \text{ cm}$

$$\frac{455}{15} \leq h_t \leq \frac{455}{10}$$

$$30.33 \leq h_t \leq 45.5 \dots\dots\dots \text{On prend } h_t= 35 \text{ cm}$$

$$d = 0.9 h_t= 31.5 \text{ cm}$$

$$9.45 \text{ cm} \leq b \leq 12.6 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

**D’après le R.P.A.99 v 2003 :**

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30 > 20\text{cm} \dots\dots\dots$  Condition vérifié
- $h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 35 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Condition vérifié
- $h / b < 4 \Rightarrow 35/30 = 1.17 < 4 \dots\dots\dots$  Condition vérifié

On prend la section des poutres secondaires**:(30x35).**

**II- 4.Prédimensionnement des poteaux:**

Le calcul est basé sur la section du poteau le plus sollicité.

La section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau.

On a choisi 3 types de coffrage (section) :

Type 1- du RDC jusqu'au 2<sup>ème</sup> étage.

Type 2- du 3<sup>ème</sup> jusqu'au 5<sup>ème</sup> étage.

Type 3- du 6<sup>ème</sup> jusqu'au 8<sup>ème</sup> étage.

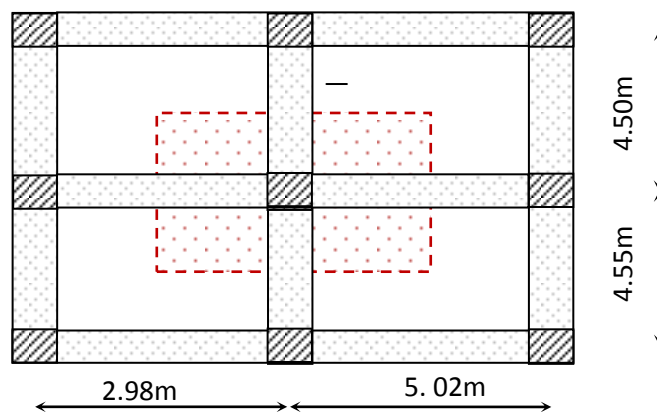
calcul de l'effort normal ultime sollicitant les poteaux :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$G = n \times (S \times G + G_{pp} + G_{ps})$ . Avec: n (le nombre de niveaux en dessus du poteau.) n= 08

S :La surface afférente est donnée par :

$$s = \left( \frac{4.55 + 4.50}{2} \right) \times \left( \frac{5.02 + 2.98}{2} \right) = 8.52 \text{ m}^2$$



– **Figure-II-03**-section du poteau le plus sollicité (en m<sup>2</sup>)

**II-4-3-1-Prédimensionnement des poteaux type1:Du RDC jusqu'au 2èmeétage**

**Efforts de compression dus aux charges permanentes Nu**

$$N_u = 1,35 \times N_G + 1,5 \times N_Q$$

Avec:

$$n = 08$$

$$G_{terrasse} = 6,48 \text{ KN / m}^2$$

$$G_{étage} = 5,01 \text{ KN / m}^2$$

$$G_{pp} = 0,3 \times 0,4 \times 25 \times 5.02 = 15,06 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 0,3 \times 0,35 \times 25 \times 4.55 = 11,94 \text{ KN}$$

$$G = n \times (S \times G' + G_{pp} + G_{ps}). \text{ Avec: } G' = G_{terrasse} + G_{étage}$$

$$G = 08 \times [8,52 \times (6,48 + 5,01) + 15,06 + 11,94]$$

$$G = 995,55 \text{ KN}$$

(On doit majorer l'effort normal ultime de 10% suivant les règles **BAEL 91 modifié 99**)

$$NG = 1.1 \times G = 1.1 \times 995.55 = 1095.11 \text{ KN}$$

**Efforts de compression dus aux charges d'exploitation  $N_Q$**

$$N_Q = Q \times S \times 1.1$$

$$Q = 9.28 \text{ KN / m}^2$$

$$S = 8.52 \text{ m}^2$$

$$N_Q = 9,28 \times 8,52 \times 1.1 = 86,97 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 NG + 1,5 NQ$$

$$N_u = 1,35(1095,11) + 1,5(86,97)$$

$$N_u = 1608,84 \text{ KN}$$

**Détermination de la section du poteau (a×b)**

**Détermination de a :**

**Vérification de flambement :**

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement

C'est-à-dire  $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7l_0}{i} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{l_f}{\lambda}}$$

$$B = a.b$$

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

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,290a$$

$$l_0 = 3.06 \text{ m}$$

$$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m} = 214 \text{ cm}$$

Avec :

$l_f$  : Longueur de flambement

$i$  : rayon de giration

$B$  : section des poteaux

$\lambda$  : L'élanement du poteau

$I$  : moment d'inertie de la section par rapporte a passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{214}{0,290a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214}{0,290 \times 50} = 14,75 \text{ cm}$$

On prend : **a = 50cm**

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{i} \Rightarrow \frac{0,7 \times 306}{0,290 \times 50} = 14,77 < 50 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Détermination de b :**

Selon les règles **B.A.E.L 91**, l'effort normal ultime  $N_u$

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

$$B_r = (a - 2) (b - 2),$$

$$B_r = (50 - 2) (b - 2)$$

$$B_r = 48(b - 2)$$

$A_s = 0,7\%$  (zone I) Selon RPA 99 version 2003

$$A_s = 0,007[48(b - 2)]$$

$$A_s = 0,336(b - 2)$$

Avec:

$B_r$  : Section réduite.

$\alpha$ : Coefficient fonction de  $\lambda$  .

$A_s$  : Section d' armature longitudinales.

$\alpha=?$  Donc on a :

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{i} \Rightarrow \frac{0,7 \times 306}{0,290 \times 50} = 14,77 < 50$$

$$\lambda = 14,77$$

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

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[ 1 + 0,2\left(\frac{14,77}{35}\right)^2 \right]} = 0,82$$

$$\alpha = 0,82$$

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

$$f_{c28} = 25\text{Mpa}, f_e = 400 \text{ Mpa}, \gamma_b = 1,5, \gamma_s = 1,15$$

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{48(b - 2) \cdot 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + 0,336(b - 2) \times \frac{400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$N_u \leq 0,82 \left[ \frac{48(b - 2) \cdot 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + 0,336(b - 2) \times \frac{400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$N_u \leq 82,47b - 164,94$$

$$1617,34 \leq 82,47b - 164,94$$

$$b \geq \frac{1782,28}{82,47}$$

$$b \geq 21.61$$

Donc on prend : **b = 50 cm**

Donc les poteaux ont la section suivante : du RDC au 2ème étage **(50 × 50)cm<sup>2</sup>**.

**Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:**

- min(a, b) = 50 > 25 cm .....Condition vérifiée.
- min(a, b) = 50 cm > he / 20 = 306 / 20 = 15,30 cm .Condition vérifiée
- ¼ < a/b = ¼ < 1 .....Condition vérifiée

**II4-3-2-Prédimensionnement des poteaux type2: Du 3ème au 8ème étage**

$$n = 5$$

$$Q = 7,00 \text{ KN/m}^2$$

$$N_u = 1,35 \text{ NG} + 1,5 \text{ NQ}$$

$$G_{\text{terrasse}} = 6,48 \text{ KN / m}^2$$

$$G_{\text{étage}} = 5,01 \text{ KN / m}^2$$

$$G_{\text{pp}} = 0,3 \times 0,4 \times 25 \times 5,02 = 15,06 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ps}} = 0,3 \times 0,35 \times 25 \times 4,55 = 11,94 \text{ KN}$$

$$G = n \times (S \times G' + G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}}). \text{ Avec: } G' = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{étage}}$$

$$G = 05 \times [8,52 \times (6,48 + 5,01) + 15,06 + 11,94]$$

$$G = 624,47 \text{ KN}$$

$$N_G = 1,1 \times G = 1,1 \times 624,47 = 686,92 \text{ KN}$$

$$N_Q = Q \times S \times 1,1$$

$$Q = 7,00 \text{ KN/m}^2$$



$$S = 8,52 \text{ m}^2$$

$$N_Q = 7,00 \times 8,52 \times 1,1 = 65.60 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$N_u = 1,35 (624,47) + 1,5 (65,60)$$

$$N_u = 941.43 \text{ KN}$$

$$a \geq 14.77 \text{ cm}$$

On prend : **a = 45cm.**

**Détermination de b :**

$$\alpha = \frac{0,85}{[1 + 0.2(\frac{14.77}{35})^2]} = 0.82$$

$$\alpha = 0.82$$

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

$$f_{c28} = 25\text{Mpa}, f_e = 400 \text{ Mpa}, \gamma_b = 1,5, \gamma_s = 1,15$$

$$N_u \leq 0,82 \left[ \frac{43(b - 2) \cdot 25}{0.9 \times 1,5 \times 10} + 0,301(b - 2) \times \frac{400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$N_u \leq 73.89b - 147.78$$

$$1031,92 \leq 43,67b - 87,34$$

$$b \geq \frac{1119,26}{43,67}$$

$$b \geq 25,63$$

$$\mathbf{b = 45 \text{ cm}}$$

Donc les poteaux ont la section suivante : du 3eme au 8me étage **(45 × 45) cm<sup>2</sup>.**

**Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:**

$$\left. \begin{array}{l} \min(a, b) = 45 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a, b) = 45 \text{ cm} > h_e / 20 = 303 / 20 = 15,15 \text{ cm} \text{ .Condition vérifiée} \\ \frac{1}{4} < a/b = \frac{1}{4} < 1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right\}$$

**II-5-3-3-Prédimensionnement des poteaux type3: Du 6ème au 8ème étage**

$$n = 2$$

$$Q = 3,85 \text{ KN/m}^2$$

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$G_{\text{terrasse}} = 6,48 \text{ KN / m}^2$$

$$G_{\text{étage}} = 5,01 \text{ KN / m}^2$$

$$G_{\text{pp}} = 0,3 \times 0,4 \times 25 \times 5,02 = 15,06 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ps}} = 0,3 \times 0,35 \times 25 \times 4,55 = 11,94 \text{ KN}$$

$$G = n \times (S \times G' + G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}}). \text{ Avec: } G' = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{étage}}$$

$$G = 02 \times [8,52 \times (6,48 + 5,01) + 15,06 + 11,94]$$

$$G = 249,78 \text{ KN}$$

$$N_G = 1,1 \times G = 1,1 \times 249,78 = 274,76 \text{ KN}$$

$$N_Q = Q \times S \times 1,1$$

$$Q = 3,85 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 8,52 \text{ m}^2$$

$$N_Q = 3,85 \times 8,52 \times 1,1 = 36,08 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$N_u = 1,35 (249,78) + 1,5 (36,08)$$

$$N_u = 352,32 \text{ KN}$$

$$a \geq 14,62 \text{ cm}$$

On prend : **a = 40cm.**

**Détermination de b :**

$$\alpha = \frac{0,85}{[1 + 0,2(\frac{14,77}{35})^2]} = 0,82$$

$$\alpha = 0,82$$

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

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}, f_e = 400 \text{ Mpa}, \gamma_b = 1,5, \gamma_s = 1,15$$

$$N_u \leq 0,82 \left[ \frac{38(b - 2) \cdot 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + 0,266(b - 2) \times \frac{400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$N_u \leq 65,29b - 130,59$$

$$440,63 \leq 65,29b - 130,59$$

$$b \geq \frac{571,22}{65,29}$$

$$b \geq 8,74$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

Donc les poteaux ont la section suivante : du 6eme au 8ème étage **(40 × 40) cm<sup>2</sup>**.

**Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:**

- min(a, b) = 40 > 25 cm ..... Condition vérifiée.
- min(a, b) = 40 cm > h<sub>e</sub> / 20 = 303 / 20 = 15,15 cm .Condition vérifiée
- 1/4 < a/b = 1/4 < 1 .....Condition vérifiée

**II-5-3-4-Pré-dimensionnement des voiles de contreventement :**

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme Le R.P.A 99(version2003) considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant La condition suivante :

$$L \geq 4a \text{ et } a \geq h_e / 25$$

Avec : **L** : longueur du voile

**a**: épaisseur des voiles (a min =15cm)

**h<sub>e</sub>**: hauteur d'étage (3.03m)

$$a \geq \frac{h_e}{22} = \frac{306}{22} = 13,90 \text{ cm On prend } a = 20\text{cm.}$$

**Tableau-II-06-Dimensions des éléments porteurs**

	Sections	Sections	Sections
Poteaux	RDC jusqu'au 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup> étage
	(50x50) cm <sup>2</sup>	(45x45) cm <sup>2</sup>	(40x40) cm <sup>2</sup>
Poutres principales	(30x40)		
Poutre secondaires	(30x35)		
Voiles	20cm		
Plancher	16+4		

A decorative border consisting of small, stylized house icons with grey roofs and white walls, arranged in a continuous line around the perimeter of the page.

# CHAPITRE III

## LES ELEMENTS SECONDAIRES

### III- 1. Acrotère :

#### III-1.1. Introduction

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de l'étanchéité et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal  $N_G$  vertical et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion.

Donc le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml en flexion composée (M , N)

Soit une section de

- La hauteur  $h=60$  cm
- L'épaisseur  $e_p=10$  cm

#### III-1.2 Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :

##### III-1.2.1 Calcul des efforts :

a) Poids propre :

$$S = \left[ (0.1 \times 0.6) + (0.08 \times 0.1) + \frac{1}{2} (0.02 \times 0.1) \right] = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,069 \times 25 = 1,75 \text{ kN/ml}$$

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

b) Effort normal :

$$N_U = 1,35G = 1,35 \times 1,75 = 2,32 \text{ kN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 1,975 \text{ kN/ml}$$

c) Moment de flexion :

$$M_U = 1,5 \times N_Q \times h = 1,50 \times 1 \times 0,60 = 0,9 \text{ kN.m}$$

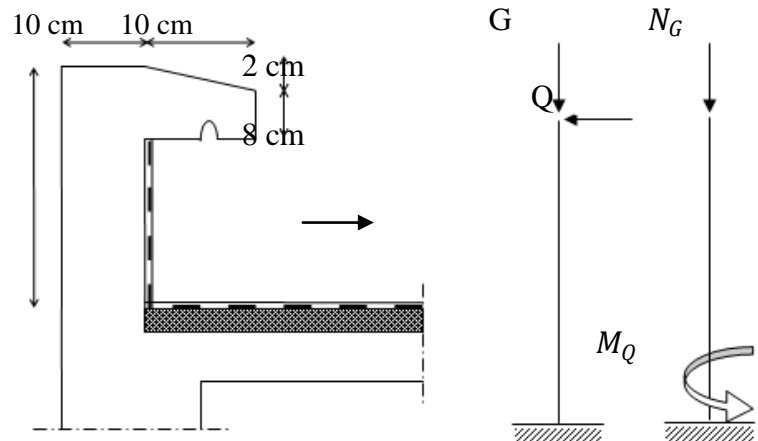
$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

d) Effort tranchant :

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

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

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



e) *Enrobage* :

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

f) Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1,05}{2,36} = 0,39 \text{ m}$$

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

$e_p$  : Epaisseur de l'acrotère.

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

### III -1.2.2 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$M_u = N_U \left[ e + \frac{h}{2} - C \right] = 2,39 \left[ 0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,98 \text{ kN.m}$$

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

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,32) - 1,05 = -0,86 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} & ((0,337 \times h) - (0,81 \times c'))f_{bc} \times b \times h \\ & = ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 \\ & = 24,80 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$-0,86 < 24,80 \text{ kN.m}$  ; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (100 x 10) cm<sup>2</sup>.

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

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,98 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0085$$

#### III-1.3.1. Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu_l = 0,8\alpha_l \times (1 - (0,4\alpha_l))$$

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

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,0091 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,0085 \rightarrow \beta = 0,995$$

On calcul :

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

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

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{1,05 \times 10^3}{348 \times 0,995 \times 9} = 0,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,34 - \frac{2,66 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

a) Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,975 \text{ kN/ml}$$

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

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,975} = 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

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

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{30 - 4,05}{30 - 1,665} \times 0,23 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 6T8 p.m. ;  $A_s = 3,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $S_t = 16,5 \text{ cm}$

b) Les armature de répartitions :  $A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,02}{4} = 0,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4T8 p.m. ;  $A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $S_t = 25 \text{ cm}$

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

a) Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left( e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,975 \times \left( 0,30 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,75 \text{ kN.m}$$

b) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 - 16,95y - 152,55 = 0 \rightarrow y = 1,57 \text{ cm}$$

c) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,57^3}{3} + (15 \times 1,13 \times (9 - 1,57)^2) = 1064,71 \text{ cm}^4$$



**III -1.4.1. Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{750}{1064,71} \times 1,57 = 1,11 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 1,11 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**III-1.4.2. Détermination des contraintes dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$  :**

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

Avec :

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{750}{1064,71} \times (9 - 1,57) = 78,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 78,50 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**III -4.1.3. Contrainte de cisaillement :**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,1

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

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère  $W_p = 1,975 \text{ kN}$

$F_p$  : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,1 \times 1,975 = 0,63 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN}$  ; Condition vérifié

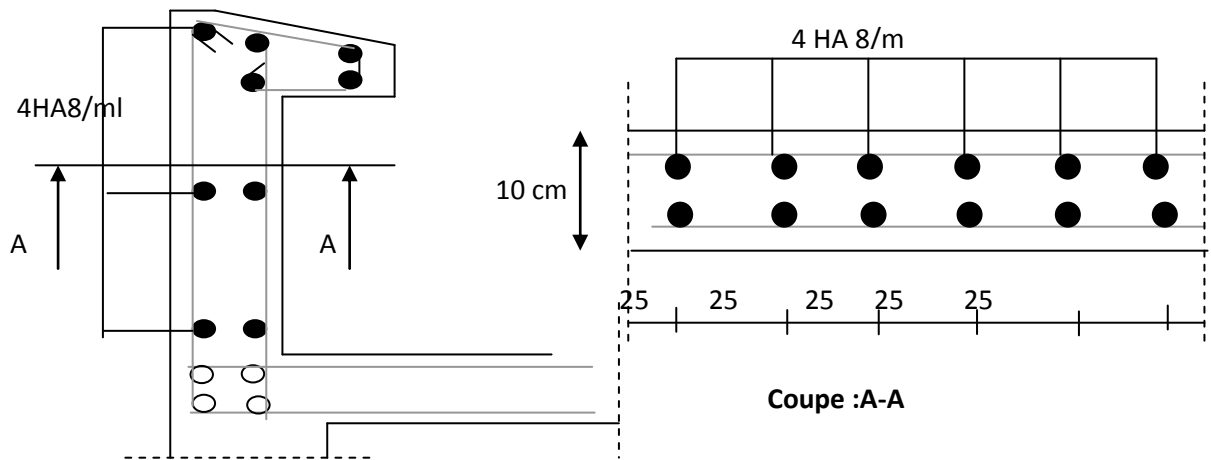


Figure : III- 1. Schéma du ferrailage et coffrage de l'acrotère

### III-3-L'ascenseur :

Un ascenseur est un appareil mécanique conçu pour le but d'assurer une circulation verticale plus aisée que l'utilisation des escaliers, il est exigé pour les bâtis ayant une hauteur au-delà de cinq étages.

Son implantation est généralement faite coté-a-coté avec les escaliers en une seule entité ce qui rend le dégagement vers les différents niveaux plus praticable.

L'ascenseur est constitué de deux entités distinctes ; la première sert à une cabine métallique qui se déplace suivant des glissières verticales sur le long de l'immeuble ; dans laquelle les personnes et les charges sont déplacées, la deuxième entité est un contrepoids ayant le rôle de compenser le poids de la cabine et cela pour qu'un système mécanique (électrique ou vérin hydraulique) ne fournira que l'effort nécessaire pour lever les surcharges.

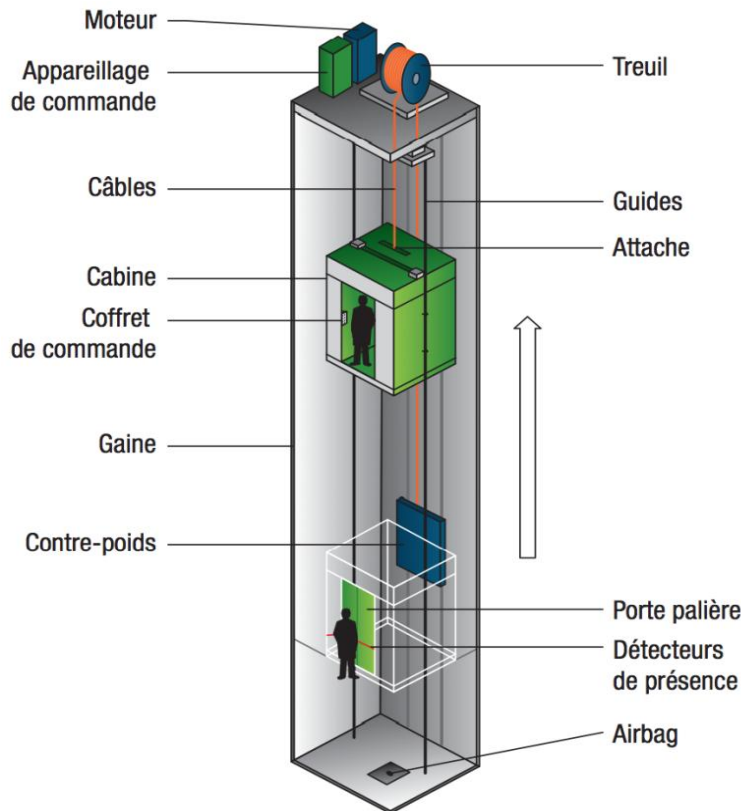


Figure III-2: Schéma d'un ascenseur.

### III-4-2-Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- le treuil de levage et sa poulie
- la cabine ou la benne
- le contre poids

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

- $P_m$  « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- $Q$  : la charge en cabine
- $P_p$  : le poids de contrepoids tel que  $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

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

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m<sup>2</sup>.

Ses dimensions selon (NFP82-22)

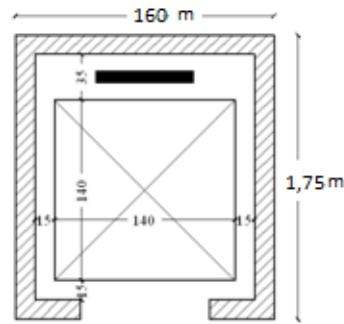


Figure III-3: Schéma d'un

ascenseur.

Largeur de la cabine : 1,40 m

Langueur de la cabine : 1,40 m

Hauteur : m

La largeur de passage libre : 0,8 m

La hauteur de passage libre : 1,60 m

La hauteur de la course : 35,53 m

La surface latérale :  $S = ((2 \times 1,4) + 1,4) \times 2,20 = 9,24 \text{ m}^2$ ,

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA ; donc on prend une épaisseur de 15 cm,

Tableau-III-1-Poids mort de l'ascenseur

Poids de la cabine : $S = (2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,20 = 9,68 \text{ m}^2$	$M_1 = 11,5 \times 9,24 \times 1,40 = 148,8 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S = 1,60 \times 1,75 = 2,8 \text{ m}^2$	$M_2 = 110 \times 2,8 = 308 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M_3 = 20 \times 2,8 = 56 \text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M_4 = 60 + (80 \times 1,40) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M_5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de moulage :	$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $= 2,2 \times 0,80 = 1,76 \text{ m}^2$	$M_8 = 80 + (1,60 \times 25) = 124 \text{ kg}$

- Poids mort total :  $P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 1192,8 \text{ kg}$
- Contre poids :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1192,8 + \frac{675}{2} = 1530,30 \text{ kg}$

III-4-2-1-Calcul dès la charge total $q_u$  :

## ↳ a) Calcul de la charge de rupture :

Selon (DTU75,1), 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,

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 500 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$$

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

Avec :

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

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

$M$  : Charge statique nominale portée par la nappe,

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

$M_g$  : Poids du câble,

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

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1192,8) = 22413,6 \text{ kg}$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0,85.

$$C_r = \frac{22413,6}{0,85} = 26368,94 \text{ kg}$$

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

Avec :

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

$n$  : Nombres des câbles,

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

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{26368,94}{8152 \times 2} = 1,62$$

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

↪ b) 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,  $L = 33,25 \text{ m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 35,53 = 36,60 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1192,80 + 36,60 = 1904,4 \text{ kg}$$

↪ c) Vérification de  $C_r$  :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{27716,8}{1904,4} = 14,55 > 12 ; \text{Condition vérifiée}$$

↪ d) Calcul de la charge permanente total G :

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

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 1192,80 + 1530,30 + 1200 + 36,60 = 3959,7 \text{ kg}$$

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6358,10 \text{ kg}$$

III-4-2-2-Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se pioncer sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge  $q_u = 6358,10 \text{ kg}$ ,

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6358,10}{4} = 1589,53 \text{ kg/ m}$$

Selon le B,A,E,L 91/99 (A,5,2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

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

Avec :

$q_0$  : La charge de calcul à l'E.L.U ;

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

$\mu_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuilletmoyen,

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

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

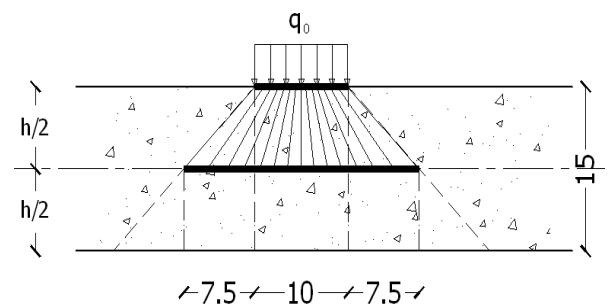


Figure-III-4-Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur

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

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

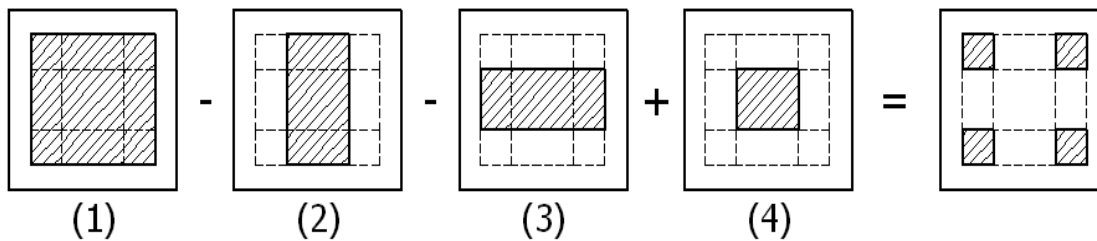
$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

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

$$= 1589,53 \text{ kg}$$

Il n y a pas de risque de poinçonnement,

**III-4-2-3-Evaluation des moments dus aux charges concentrées :**



**Figure-III-5-Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle**

**III-4-2-4-Distances des rectangles :**

**1) Rectangle (1) :**

$$\begin{cases} U = 115 \text{ cm} \\ V = 125 \text{ cm} \end{cases}$$

**2) Rectangle (2) :**

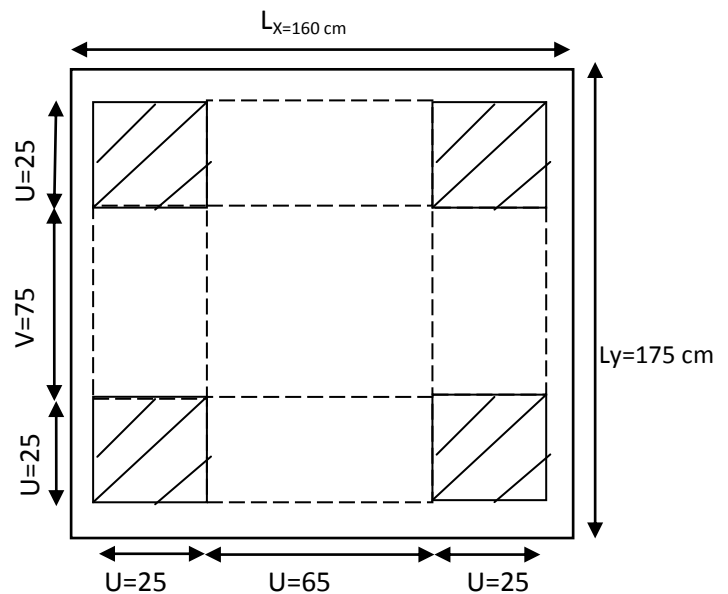
$$\begin{cases} U = 65 \text{ cm} \\ V = 125 \text{ cm} \end{cases}$$

**3) Rectangle (3) :**

$$\begin{cases} U = 115 \text{ cm} \\ V = 75 \text{ cm} \end{cases}$$

**4) Rectangle (4) :**

$$\begin{cases} U = 65 \text{ cm} \\ V = 75 \text{ cm} \end{cases}$$



**FigureIII-06-Dessin montrant la concentration**

**III-4-2-5-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 l'E.L.U ( $\nu = 0$ ):  $M_x = M_1 \times P$  et  $M_y = M_2 \times P$  et  $P = P' \times S$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A ( $25 \times 25$ ) cm<sup>2</sup> est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{1589,53}{0,25^2} = 25432,48 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :  $L_x = 1,60 \text{ m}$  et  $L_y = 1,75 \text{ m}$ ,

**Tableau-III-1**-Les résultats des moments isostatiques des rectangles

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	$M_1$	$M_2$	S (m <sup>2</sup> )	P' (Kg/m <sup>2</sup> )	P=P'.S (Kg)	$M_x$ (Kg,m)	$M_y$ (Kg,m)
1	0,71	0,71	0,102	0,071	1,44	25432,48	36622,77	3735,52	2600,22
2	0,40	0,71	0,116	0,087	0,81	25432,48	20600,31	2389,64	1792,23
3	0,71	0,42	0,090	0,082	0,94	25432,48	23906,53	2151,59	1960,34
4	0,40	0,42	0,131	0,112	0,49	25432,48	12461,92	1632,51	1395,74

**III-4-2-6-Les moments dus aux charges concentrées :**

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 826,8 \text{ kg, m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 243,39 \text{ kg, m}$$

**III-4-2-7-Moments dus aux charges réparties (poids propre) :**

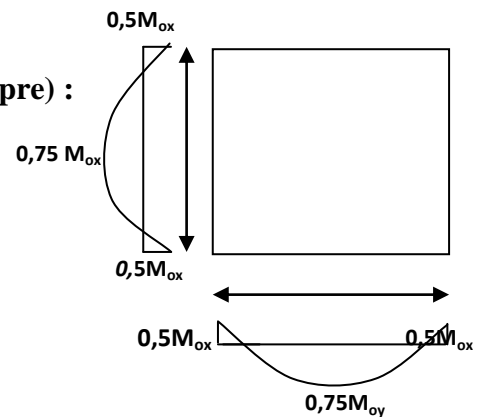
↪ a) **Chargement :**

$$L_x = 1,60 \text{ m et } L_y = 1,75 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Charge ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}^2,$$



**Figure-III-7**-Moments de la dalle

↪ b) **Sollicitations :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{175} = 0,91$$

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

$$\alpha = 0,9 \rightarrow \mu_x = 0,0456 \text{ et } \mu_y = 0,7834$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 119,70 \text{ kg. m et } M_{y2} = 93,77 \text{ kg. m}$$



↪ C) Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 826,8 + 119,70 = 946,5 \text{ kg, m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 243,39 + 93,77 = 337,16 \text{ kg, m}$$

**III-4-2-8-Les moments retenus sont :**

↪ a) En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 712,13 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 252,87 \text{ kg.m}$$

↪ b) Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 473,25 \text{ kg, m}$$

**III-4-3-Calcul du ferrailage de la dalle :**

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

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

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

↪ a) En travée :

**a-1) Sens  $L_x$  :**

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 712,13 \text{ kg.m} = 7121,3 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7121,3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,028 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a :  $\beta = 0,986$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7121,3}{0,997 \times 13,5 \times 348} = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**a-2) Sens  $L_y$  :**

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 252,87 \text{ kg / m} = 2528,7 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2528,7}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,009 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a :  $\beta = 0,996$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2528,7}{0,996 \times 13,5 \times 348} = 0,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

↳ **b) Sur appuis :**

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 473,25 \text{ kg.m} = 4732,5 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4732,5}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,018 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a :  $\beta = 0,991$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4732,5}{0,991 \times 13,5 \times 348} = 1,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### III-4-3-1-Section minimale des armatures :

Puisque  $h_0 = 15 \text{ cm}$  ( $12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$ ) et  $\alpha = 0,9$ , on peut appliquer la formule suivante :

↳ **a) Sens  $L_y$  :**

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

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 1,02 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

↳ **b) Sens  $L_x$  :**

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left( \frac{3 - 0,9}{2} \right) = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 1,02 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

### III-4-3-2-Choix des aciers :

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

a) En travée :

a-1) Sens  $L_x$  :

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

a-2) Sens  $L_y$  :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

↪ b) Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

### III-4-3-3-Armatures transversal :

La mise des armatures transversales dépend de la condition suivante :

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

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur,

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec :}$$

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

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

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

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

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

On calcule  $V_x$  et  $V_y$  :

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

$$V_x = 656,25 \times 10^{-2} \times \frac{1,60}{2} \frac{1}{1 + \frac{0,9}{2}} = 4,53 \text{ kN}$$

$$V_y = 656,25 \times 10^{-2} \times \frac{1,75}{3} = 4,38 \text{ kN}$$

On calcul  $V_v$  et  $V_u$  :

$$V_v = \frac{P_0}{2u + v} = \frac{1589,53 \times 10^{-2}}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 21,19 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{P_0}{3u} = \frac{1589,53 \times 10^{-2}}{3 \times 0,25} = 21,19 \text{ kN}$$

$V_v = V_u$  parce que  $u = v$

Donc :

$$V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 4,53 + 21,19 = 25,72 \text{ kN ; Sens } L_x$$

$$V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 4,38 + 21,19 = 25,57 \text{ kN ; Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u \text{ tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x} ; V_{u \text{ tot } y}) = 25,72 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{tot}}}{b \times d} = \frac{25,72 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,190 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,190 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

#### III-4-3-4-Vérification à l'E.L.S :

##### III-4-3-4-1-Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

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

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

$$P_{a \text{ ser}} = (G + Q) \frac{1}{4} = (3959,7 + 675) \frac{1}{4} = 1158,68 \text{ kg}$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{P_{a \text{ ser}}}{u \times v} = \frac{1158,68}{0,25^2} = 18538,88 \text{ kg / m}^2$$

$$P'_{\text{ser}} = 18538,88 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :  $L_x = 1.60 \text{ m}$  et  $L_y = 1.75 \text{ m}$

Tableau-III-4-Les résultats des moments isostatiques des rectangles

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	$M_1$	$M_2$	S (m <sup>2</sup> )	P'	P=P'.S	$M_x$ (Kg.m)	$M_y$ (Kg.m)
						(Kg/m <sup>2</sup> )	(Kg)		
1	0,58	0,57	0,102	0,071	1,44	18538,88	26695,99	3102,07	2440,01
2	0,33	0,57	0,116	0,087	0,81	18538,88	15016,49	2003,20	1654,82
3	0,63	0,34	0,090	0,082	0,94	18538,88	17426,55	1854,18	1742,66
4	0,33	0,34	0,131	0,112	0,49	18538,88	9084,05	1393,49	1255,42

**III-4-3-4-2-Les moments dus aux charges concentrées :**

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 638,18 \text{ kg, m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 297,95 \text{ kg, m}$$

**III-4-3-4-3-Moments dus aux charges réparties (poids propre) :**

↳ Chargement :

$$L_x = 1.60 \text{ m et } L_y = 1.75 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

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

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

**III-4-3-5-Moments dus aux charges réparties (E.L.S) :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.60}{1.75} = 0,91$$

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

$$\alpha = 0,95 \Rightarrow \mu_x = 0,0528 \text{ et } \mu_y = 0,8502 ; \text{ Tirée de l'abaques}$$

$$\text{Donc : } M_{0xr} = 100,32 \text{ kg. m et } M_{0yr} = 85,29 \text{ kg. m}$$

**III-4-3-6-Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :**

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 638,18 + 100,32 = 738,5 \text{ kg. m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 297,95 + 85,29 = 383,24 \text{ kg. m}$$

**III-4-3-6-1-Les moments retenus :**

↳ a) En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 553,88 \text{ kg. m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 287,43 \text{ kg. m}$$

↳ b) Sur appuis :  $M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 369,25 \text{ kg. m}$

**III-4-3-6-2-Vérification des contraintes dans le béton :**

↳ Suivant  $L_x$  :

**a-1) En travée :**

$$M_{tx} = 5538,8 \text{ N. m} ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

**a-2) Position de l'axe neutre :**

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

**a-3) Moment d'inertie :**

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

**a-4) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5538,8}{6087,13} \times 3,13 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}^2$$

$$\sigma_{bc} = 2,84 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**b-1) Sur appuis :**

$$M_a = 3692,5 \text{ N. m} ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0$$

**b-2) Position de l'axe neutre :**

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

**b-3) Moment d'inertie :**

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

**b-4) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3692,5}{6087,13} \times 3,13 = 1,90 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,90 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

↳ **Suivant  $L_y$  :**

**a-1) En travée :**

$$M_{ty} = 2874,3 \text{ N.m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

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

**a-2) Moment d'inertie :**

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

**a-3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2874,3}{6087,13} \times 3,13 = 1,48 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,48 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

**III-4-3-7-Disposition du ferrailage :****III-4-3-7-1-Arrêt des barres :**

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

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

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 1,00 = 40 \text{ cm},$$

**III-4-3-7-2-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,

**III-4-3-7-3-Arrêt des barres sur appuis :**

$$L_1 = \max(L_s ; 0,2 L_x) = \max(40 \text{ cm} ; 35 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

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

**III-4-3-7-4-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 :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{175}{10} = 17,5 \text{ cm}$$

Soit la distance d'arrêt des barres et 25 cm

**III-4-3-7-4-Armatures finales :**

↳ a) Suivant  $L_x$  :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4\text{T}10 \text{ p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4\text{T}10 \text{ p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

↳ b) Suivant  $L_y$  :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4\text{T}10 \text{ p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4\text{T}10 \text{ p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

**III-4-3-8-Voile de la cage d'ascenseur :**

D'après le RPA 99/2003, l'épaisseur du voile doit être  $e_p \geq 15 \text{ cm}$ ,

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 :  $A_{\text{adop}} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

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



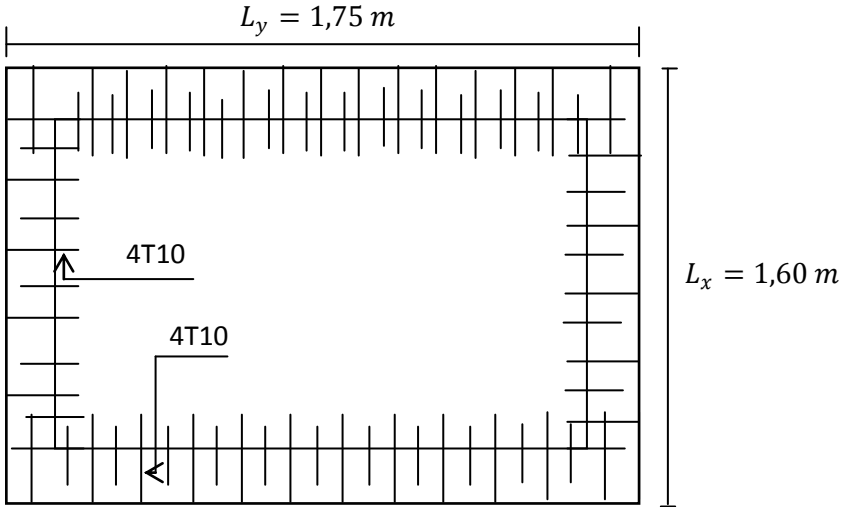


Figure-III-08-Ferrailage supérieur de la dalle de l’ascenseur.

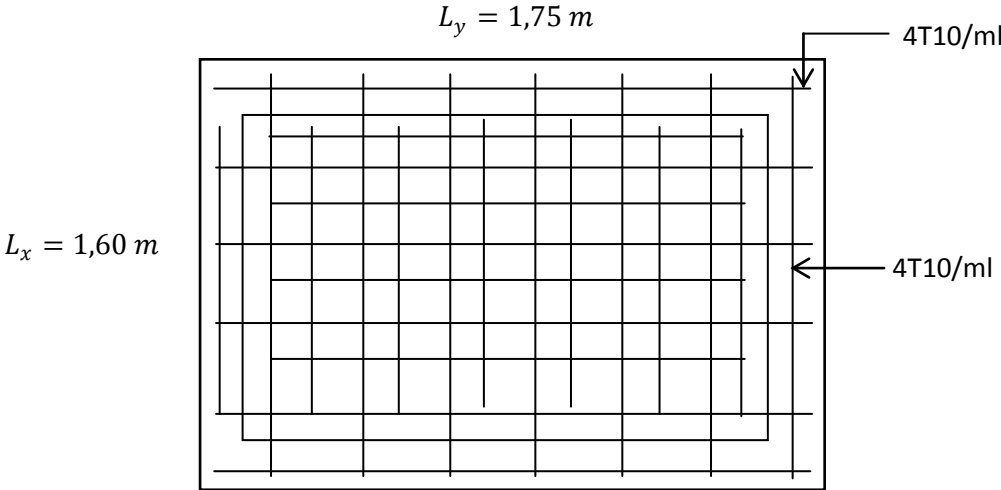


Figure-III-09-Ferrailage inférieur de la dalle de l’ascenseur

### III -3.Escaliers

#### III -3.1.Introduction

L'**escalier** : Ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

–L'**emmarchement** (*Figure : III - 3.*) : largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.

–La **hauteur de marche** (*Figure : III - 3*) : distance verticale qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante.

Les hauteurs des marches des escaliers intérieurs varient de 17 à 20 cm environ.

Dans les calculs de dimensionnement d'escalier, la hauteur est souvent désignée par la lettre **H**.

–Le **giron** (*Figure : III - 3.*) : distance horizontale mesurée entre les nez de deux *marches* consécutives. Les girons des marches de l'escalier intérieur varient de 27 à 32 cm environ. Dans les calculs de dimensionnement d'escaliers, le giron est souvent désigné par la lettre **G**.

– La **contremarche** (*Figure : III- 3.*) : désigne soit la face verticale située entre deux marches consécutives, soit la pièce de bois ou de métal obturant l'espace entre ces deux marches.

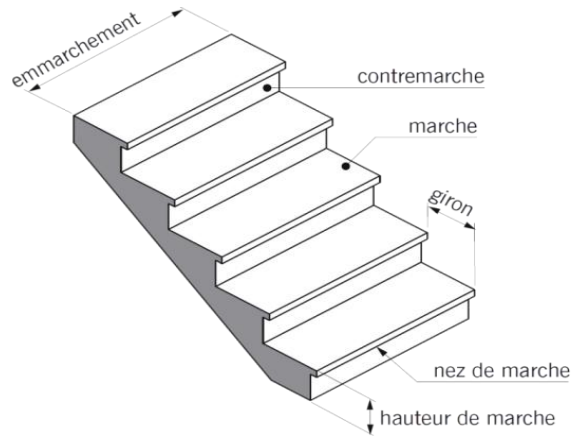
– La **marche** (*Figure : III- 3.*) : surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre. Par extension, le terme désigne également la pièce de bois ou de métal qui reçoit le pied.

Le mot« marche » est aussi employé pour nommer l'ensemble formé par la marche et la contremarche notamment dans le cas des escaliers massifs en béton.

On distingue deux principaux types de marches :

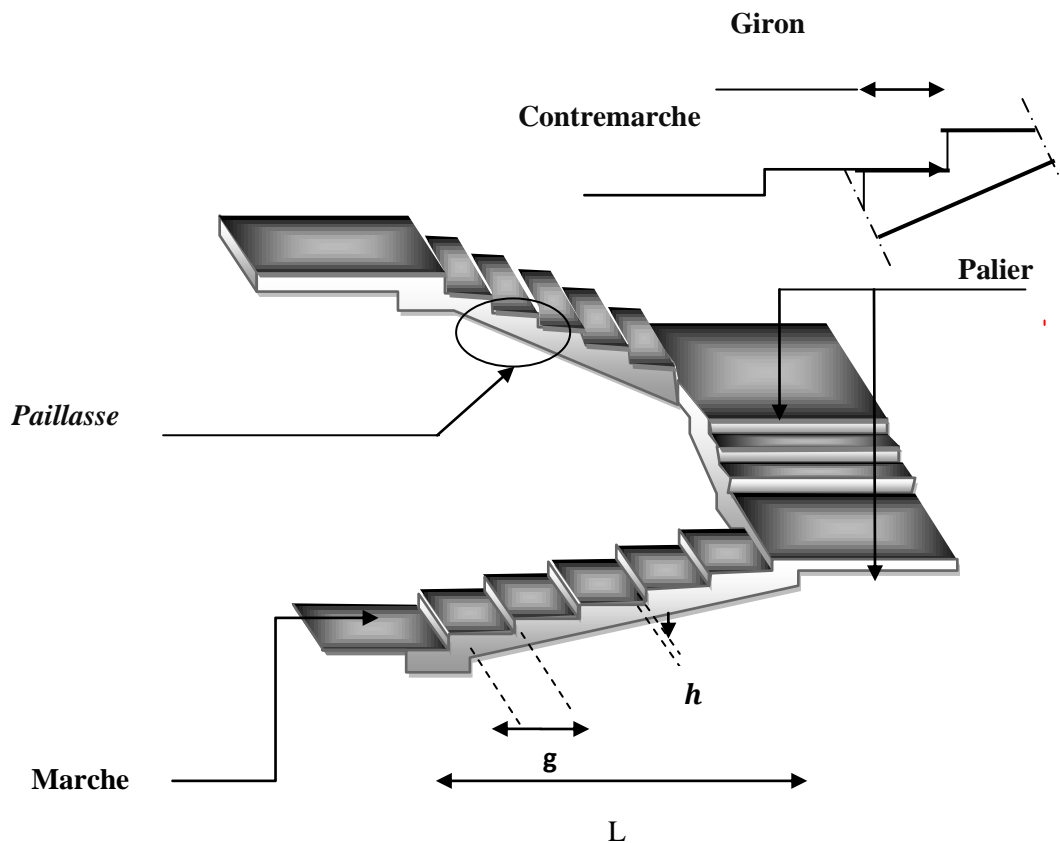
– La **marche droite**, de forme rectangulaire.

La **marche balancée** de forme trapézoïdale. Dans les escaliers balancés, ce type de marche permet le changement de direction.



**Figure : III - 3.1** Volée d'escalier

- Le **palier** : plate-forme en béton, en bois ou en métal située en extrémité d'une volée. On distingue plusieurs types de paliers
- Le **palier d'arrivée** ou **palier d'étage** appelé aussi parfois **palier de communication** : palier situé dans le prolongement d'un plancher d'étage.
- Le **palier intermédiaire** ou **palier de repos** : palier inséré entre deux volées et situé entre deux étages. En principe, un palier intermédiaire ne dessert aucun local. Ce type de palier est rendu nécessaire quand le nombre de marches est trop important pour une seule volée ou lorsque la seconde volée n'est pas placée dans le prolongement de la première.



m: Pas.

H :Hauteur d'escalier.

L :Largeur de l'escalier

Figure-III-03.2 Vue de dessus de trois volées d'escalier

Notre bâtiment dispose trois types d'escalier :

**Type 1** : escalier a 2 volées se trouve au niveau du RDC jusqu'au 1<sup>er</sup> étages

**Type 2** : escalier a 3 volé se trouve 1<sup>er</sup> étages jusqu'au dernier étage

### III-2-2-Pré dimensionnement :

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

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

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

g : La largeur de la marche.

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

On a aussi c'est deux formules

Avec :

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

**n** : Le nombre de contre marche :

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

### III-2-3-Etude d'un escalier à deux volées (RDC et étages courants) 1 :

↳ a) Dimensionnement des marches et contre marches :

D'après (1), on a :

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

Donc d'après Blondel on a :

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

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

Avec :  $m = 64 \text{ cm}$  ,  $H = 102 \text{ cm}$  et  $L = 180 \text{ cm}$

$$\text{Donc l'équation (2) devient : } 64n^2 - 448n + 204 = 0$$

La solution de l'équation est : **n=6** (nombre de contre marche)

Donc : **n - 1 = 5** (nombre de marche)

$$h = \frac{102}{6} = 17 \text{ cm} ; g = \frac{180}{5} = 30 \text{ cm};$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} ; \text{condition vérifiée}$$

L'angle d'inclinaison est :

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

↳ b) Epaisseur de la volée ( $e_v$ ) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \Rightarrow \frac{490}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{490}{20 \times 0,87}$$

$$\Rightarrow 18,85 \leq e_v \leq 28,27 e_v = \mathbf{18 \text{ cm}}$$

↳ c) Epaisseur du palier ( $e_p$ ):  $e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{10}{0,87} = 12 \text{ cm} ; e_p = \mathbf{20 \text{ cm}}$

## III-2-3-1-Charges et surcharges:

↳ a) Palier :

Tableau-III-1-Charges et surcharges de la poutre palière

Désignation	ValeurenKN/m <sup>2</sup>	
Revêtement en carrelage (e =2cm)	2×0.20	<b>0.40</b>
Mortier de pose(e =2cm)	2×0.20	<b>0.40</b>
Poids propre du palier (e <sub>p</sub> =20cm)	0.25×20	<b>3</b>
Lit de sable (e =2cm)	0.02×18	<b>0.36</b>
Enduit de plâtre(e =2cm)	2×0.10	<b>0.20</b>
	<b>G</b>	<b>4.36</b>
	<b>Q</b>	<b>2.5</b>

$$G = 4.36 \text{ kN/m}^2$$

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

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

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 9.66 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = (G + Q) \times 1 = 6.86 \text{ KN/ml}$$

b) Paillasse :

Tableau-III-2-Charges et surcharges d'escalier

Désignation	ValeurenKN/m <sup>2</sup>	
Carrelage	2×0.20	<b>0.40</b>
Mortier horizontal (e =2cm)	2×0.20	<b>0.40</b>
Revêtement en carrelage (e=2cm) ×0.20× h/g	2×0.02×0.56	<b>0,23</b>
Lit de sable (e =2cm)	0.02×18	<b>0.36</b>
Enduit de plâtre(e =2cm)	2×0.10	<b>0.20</b>
Poids propre de la paillasse	0.18×25	<b>4.5</b>
Poids propre des marches h/2×22		<b>1,87</b>
Mortier de ciment vertical (e=2cm)×0.20× h/g	2×0,02×0.56	<b>0,23</b>
	<b>G</b>	<b>6.19</b>
	<b>Q</b>	<b>2.5</b>

**III-2-3-2-Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :**

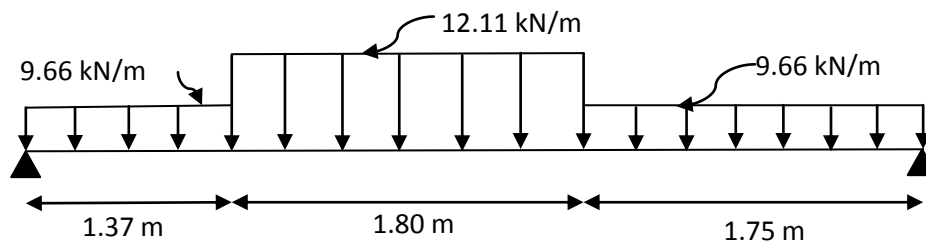
$$G = 6.19 \text{ kN/m}^2$$

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

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

$$Q_u = 12.11 \text{ KN/m}$$

$$Q_{ser} = 8.70 \text{ KN/m}$$

**III-2-3-3-Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :**

**Figure-III-04-Schéma d'évaluation des charges**

↳ a) Détermination des réactions :

$$R_b + R_a = (9.66 \times 1.37) + (12.11 \times 1.80) + (9.66 \times 1.75) = 51.93 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \sum M_A = 0 \Rightarrow & \left( -9.66 \times 1.37 \times \left( \frac{1.37}{2} + 1.8 + 1.75 \right) \right) + \left( -12.11 \times 1.80 \times \left( \frac{1.80}{2} + 1.75 \right) \right) \\ & + \left( -9.66 \times 1.75 \times \left( \frac{1.75}{2} \right) \right) + (4.92 \times R_a) = 0 \end{aligned}$$

$$R_b = 25.79 \text{ KN}$$

$$R_a = 26.14 \text{ KN}$$

Distance	Schéma statique	Cas
$0 \leq x \leq 1.37$		1
$1.37 \leq x \leq 3.17$		2
$0 \leq x \leq 1.75$		3

Figure-III-05-Moment de calcule.

↪ B) Cas 1 ( $0 \leq x \leq 1.37$ ) :

**b-1) Effort tranchant :**

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow (-T) - (9.66)x + 26.14 = 0$$

$$\Rightarrow T = -(9.66)x + 26.14$$

**b-2) Moment fléchissant :**

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow M_x + 9.66 \frac{x^2}{2} - 26.14x = 0$$

$$M_x = -4.83x^2 + 26.14x$$



**b-3) Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :**

**Tableau-III-3-Valeurs de (M) et de (T) en fonction de la distance pour cas 1.**

	$x = 0$	$x = 1.37$
<b>T(KN)</b>	26.14	12.90
<b>M(KN.m)</b>	0	26.75



C) Cas 2 ( $1.37 \leq x \leq 3.17$ ) :

**c-1) Effort tranchant :**

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow (-T) - (9.66)(1.37) - (12.11)(x - 1.37) + 26.14 = 0$$

$$\Rightarrow T = -12.11 x + 29.49$$

**c-2) Moment fléchissant :**

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow M_x + \left( 9.66 \times 1.37 \times \left( x - \frac{1.37}{2} \right) \right) + \frac{12.11 \times (x - 1.37)^2}{2} - 26.14x = 0$$

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow M_x = - \left( 9.66 \times 1.37 \times \left( x - \frac{1.37}{2} \right) \right) - \frac{12.11 \times (x - 1.37)^2}{2} + 26.14x = 0$$

**c-3) Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :**

**Tableau-III-5-Valeurs de (M) et de (T) en fonction de la distance pour cas 2.**

	X=1.37	X=3.17
<b>T(KN)</b>	12.9	-8.9
<b>M(KN.m)</b>	26.75	30.36

On trouve moment max :

$$T = -12.11 x + 29.49 = 0 \Rightarrow x = 2.43 \text{ m}$$

$$M_{Max} = 33.62 \text{ kN.m}$$



D) Cas 3 ( $0 \leq x \leq 1.75$ ) :

**d-1) Effort tranchant :**

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow (T) - (9.66)x + 25.79 = 0$$

d-2) Moment fléchissant :

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow -M_x - 9.66 \frac{x^2}{2} + 25.79x = 0 \quad M_x = -4.83x^2 + 25.79x$$

d-3) Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :

Tableau-III-4-Valeurs de (M) et de (T) en fonction de la distance pour cas 1.

	$x = 0$	$x = 1.75$
<b>T(KN)</b>	-25.79	-8.88
<b>M(KN.m)</b>	0	30.36

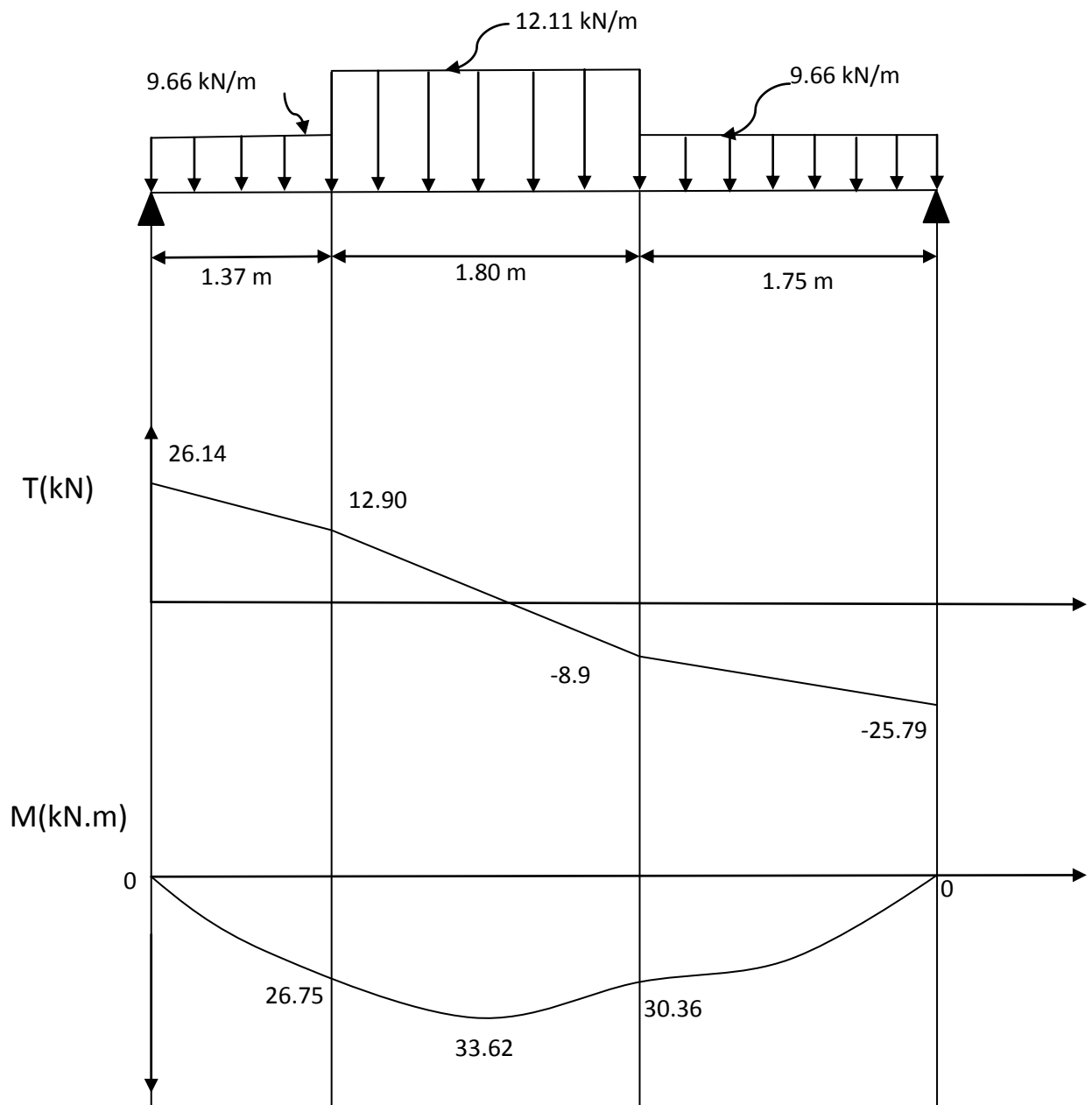


Figure-III-6-diagrammes de (M) et de (T)

**III-2-3-4-Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :**

On a

$$M_{\max} = 33.62 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_{\max} = 0,85 \times 33.62 = 28.6 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,40M_{\max} = 0,40 \times 33.62 = 13.45 \text{ KN.m}$$

**III-2-3-4-1-Ferraillage:**

↳ a) En travée:

$$M_t = 28.6 \text{ KN.m} ; d = 0,9h = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{28.6 \times 10^3}{14,17 \times 9^2 \times 100} = 0.25 < \mu_L \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,25 \Rightarrow \beta = 0.854 ,$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{28.60 \times 10^3}{348 \times 9 \times 0,854} = 10.69 \text{ cm}^2$$

On adopte **6T12** avec :  $A_{st} = 11.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $St = 15 \text{ cm}^2/\text{ml}$ **a-1) Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{10.69}{4} = 2.67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **5T10** =  $3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $ST = 20 \text{ cm}$ **a-2) Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = \frac{b \times d \times f_{t28} \times 0,23}{f_e} = \frac{100 \times 9 \times 2,1 \times 0,23}{400} = 1.086 \text{ cm}^2$$

 $A_{st} = 11.31 > A_{s \min} = 1.086$  .....condition Vérifiée.**b) Sur appuis:**

$$M_t = 16.7 \text{ KN.m} ; d = 0,9h = 0,9 \times 12 = 10.8 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{16.7 \times 10^3}{14,17 \times 10.8^2 \times 100} = 0,10 < \mu_L \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,10 \Rightarrow \beta = 0,947 ,$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{16.7 \times 10^3}{348 \times 10.8 \times 0,947} = 4.69 \text{ cm}^2$$

On adopte **6T10** avec :  $A_{st} = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $St = 15 \text{ cm}^2/\text{ml}$ **b-1) Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4 Φ 8** =  $2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $ST = 25 \text{ cm}$

**b-3) Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = \frac{b \times d \times f_{t28} \times 0,23}{f_e} = \frac{100 \times 10,8 \times 2,1 \times 0,23}{400} = 1,304 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2,01 > A_{s \min} = 1,304 \dots\dots\dots\text{condition Vérifiée}$$

$$M_{ax} (A_{cal}; A_{min}) = 2,01 \text{ On adopte } 4 \Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**III-2-3-4-2-Vérifications:**

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

$$M_{t \max} = 24,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85M_{\max} = 0,85 \times 24,06 = 20,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,40M_{\max} = 0,40 \times 24,06 = 9,62 \text{ KN.m}$$

$$\text{a) En travée : } A_{st} = 11,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 169,65y - 1526,85 = 0 \Rightarrow y = 4,08 \text{ cm}$$

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

**a-2) Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,08^3}{3} + 15 \times 11,31(9 - 4,08)^2 = 6370,53 \text{ cm}^4$$

**a-3) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y = \frac{20,45 \times 10^3}{6370,53} 4,08 = 13,09 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 13,09 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{b) Sur appuis : } A_{st} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 70,65y - 763,02 = 0 \Rightarrow y = 3,26 \text{ cm}$$

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

**b-2) Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,26^3}{3} + 15 \times 4,71(10,8 - 3,26)^2 = 5171,43 \text{ cm}^4$$

**b-3) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{9.62 \times 10^3}{5171.43} 3,26 = 6.06 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.06 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

**III-2-3-4-3-Vérification de la flèche :**

On doit vérifier 2 conditions :

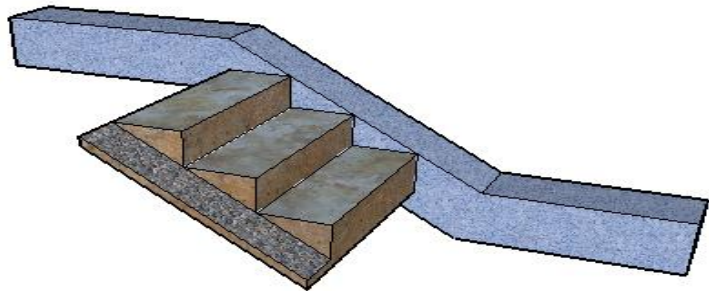
$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{12}{492} = 0,024 \geq 0,033 ; \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.71}{100 \times 9} \geq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0049 \geq 0,005 ; \text{ Condition vérifiée}$$

**III-2-4- voléemarche console :****III-2-4-1-Etude du volet a marches consol :**

Ce type la comme le précédant au point de vue nombre des marches et contre marche et leur dimensions.

Dans ce cas on a les marches sont les éléments porteurs, ils sont encastrées dans une poutre brisé ayant un forme du volée, donc par conséquence la paillasse doit être mince (4cm) légèrement armé



**Figure-III-7-Des marches consol**

## III-2-4-2-Les charges et les surcharges :

Tableau-III-5- Les charges et les surcharges

Désignation	Valeur en KN/m <sup>2</sup>	
Revêtement en carrelage horizontal	2×0,20	0,40
Mortier de ciment horizontal	0,02×20	0.40
Lit de sable	0,02×18	0,36
Revêtement en carrelage vertical	0,02x20x17/30	0.23
Mortier de ciment vertical	0,02x20x 17/30	0.23
Poids propre de la paille	0,12x25/cosα	3.45
Poids propre des marches	(0,17/2)x25	2,13
Garde- corps		0,10
Enduit en plâtre	2×0,1/cosα	0,23
	<b>G</b>	<b>7.53</b>
	<b>Q</b>	<b>2.5</b>

## a) La charge totale par marche :

$$Q_{ul} = (1,35G+1,5Q).0,3$$

$$= (1,35(7.53)+1,5(2,50)).0,3=4,17 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = (G+Q).0,3$$

$$= ((7.53)+(2,50)).0,3 = 3 \text{ KN/ml}$$

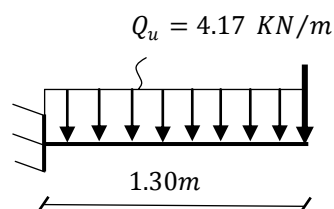


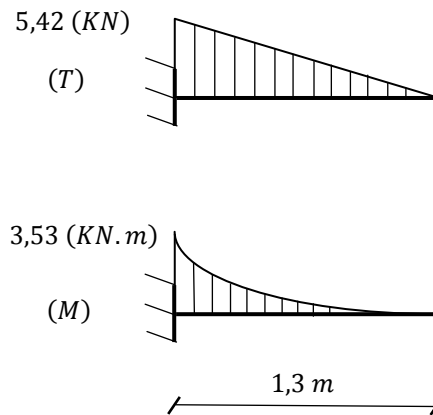
Figure-III-8-Schéma d'évaluation des charges ( marches consol )

**b) Efforts tranchants :**

$$T = Q_u \times l = 4,17 \times 1,3 = 5.42 \text{ KN}$$

**c) Moment isostatique**

$$M = \frac{Q_u \times l^2}{2} = \frac{4,17 \times 1.30^2}{2} = 3.53 \text{ KN.m}$$



**Figure-III-9**-diagrammes de (M) et (T) des marches consol .

**Résultats obtenus :**

↳ **E.L.U :**

$$T_{\max} = 5,42 \text{ KN}$$

$$M_a = 3,53 \text{ KN.m}$$

↳ **E.L.S :**

$$T_{\max} = 3.9 \text{ KN}$$

$$M_a = 2,53 \text{ KN.m}$$

**III-2-4-3-Ferraillage:**

↳ **A) E.L.U**

$$M_{\max} = 3,53 \text{ KN.m}$$

L'élément a ferraille c'est la marche donc La section devienne :  $(gxh_{eq}) \text{ cm}^2$

$$D'où : h_{eq} = 17/2 + (15/\cos\alpha) = 25,74 \text{ cm} \Rightarrow d = 23,17 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{3,53 \times 10^3}{14,17 \times 23,17^2 \times 30} = 0,015 < \mu_L \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,015 \Rightarrow \beta = 0,992 ,$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{3,53 \times 10^3}{348 \times 23,17 \times 0,992} = 0,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 23,17 \times 2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{st} = 0,67 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; Condition non vérifiée

donc  $A_{st} = A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte : **2 Φ 8**  $\Rightarrow A_{st} = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

#### III-2-4-4-Vérification des contraintes à l'E.L.S:

↳ a) **Position de l'axe neutre:**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 15y^2 + 15,15y - 351,03 = 0 \Rightarrow y = 4,36 \text{ cm}$$

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

↳ b) **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 4,36^3}{3} + 15 \times 1,01(23,17 - 4,36)^2 = 6189,13 \text{ cm}^4$$

↳ c) **Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{2,55 \times 10^3}{6189,13} 4,36 = 1,79 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1,79 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

#### III-2-4-5-Justification vis à vis de l'effort tranchant :

$$T_u = 5,42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{5,42 \times 10^3}{300 \times 231,7} = 0,078 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0,079 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

#### III-2-4-6-Vérification de la flèche :

Pour le cas d'un console, la flèche F est égale à:

$$F = \frac{QL^4}{8EI} \dots\dots\dots \text{ flèche due à la charge répartie.}$$



↳ a) Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s} = \frac{30 \times 25,74 \times 12,87 + 15 \times 1,01 \times 23,17}{30 \times 25,74 + 15 \times 1,01}$$

$$= 7,82 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 13,07 \text{ cm} \Rightarrow Y_2 = h - Y_1 = 25,74 - 13,07 = 12,67 \text{ cm}$$

↳ b) Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b}{3} y_2^3 + \eta A_s (d - y_1)^2$$

$$= \frac{30 \times 13,07^3}{3} + \frac{30 \times 12,67^3}{3} + 15 \times 1,01 (23,17 - 13,07)^2$$

$$= 44211,28 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{Q \cdot L^4}{8EI} = \frac{4,17 \times 1,30^4 \times 10^7}{8 \times 32164,2 \times 44211,28} = 0,007 \text{ cm}$$

$$F_{ad} = \frac{L}{250} = \frac{130}{250} = 0,52 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,007 \text{ cm} < F_{adm} = 0,52 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de la flèche

#### III-2-4-7-Vérification de la section d'armatures minimale:

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{0,039; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{400} = 0,03 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

#### III-2-4-8-Section des armatures transversales:

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,10 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1,36 \times 400} = -0,037 \text{ cm} \dots \dots \text{rejetée (2)}$$

Donc on prend le max de (1) ;(2)

$$A_t \geq 0,03S_t$$

$$\text{Si on prend } S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0,3 \text{ cm}^2$$

Donc soit les armatures transversales en **2 Φ 6** ( $S = 0,57 \text{ cm}^2$ )

**III-2-4-9-Ferraillage de la paillese :**

Puisque la paillese situé dans la partie comprimé, donc elle sera ferrailé constructivement

par un simple quadrillage en  $\Phi 6$

**III-2-4-9-1Etude de la poutre brisée :**

**III-2-4-9-2-Dimensionnement:**

D’après la condition de rigidité (BAEL91),

On a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26 \leq h \leq 40$$

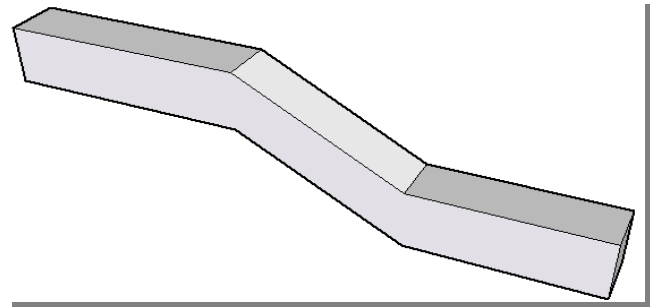


Figure-III-10-Schéma de poutre brisée

On prend : h=35cm ; d= 0,9h = 27 cm

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 8,1 \leq b \leq 10,8$$

On prend : b = 30 cm

**III-2-4-9-3-Les vérifications des conditions du R.P.A. 99/2003 :**

h = 35cm  $\geq$  30 cm ; Condition vérifiée

b = 30 cm  $\geq$  20 cm ; Condition vérifiée

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 ; \text{Condition vérifiée}$$

↪ **a) Partie droit(1) :**

- Poids propre de la poutre: 25x0,30x0,35 .....=2.25 KN/ml
- Poids du mur situé sur la poutre : 2.88x1,54.....= 4.43 KN/ml
- Réaction du chaque volée (à L’ELU).....=25,79 KN/ml  
(à L’ELS) .....=15,45 KN/ml

a-1) **La charge totale :**

- $Q_u = 1,35(2,25+1,87) + 25,79$ .....=31.35 KN/ml
- $Q_{ser} = 2,25+1,80+15,45$  .....=19,5 KN/ml

↪ **b) Partie droit (2) :**

- Poids propre de la poutre: 25x0,30x0,30 .....=2,25 KN/ml
- Poids du mur situé sur la poutre : 2.88x1,54.....=4.43 KN/ml
- Réaction du chaque volée (à L’ELU).....=25.79 KN/ml  
(à L’ELS) .....=15,60 KN/ml

b-1) La charge totale :

- $Q_u = 1,35(2,25+2,45) + 25,79 \dots\dots\dots = 32,13 \text{ KN/mL}$
- $Q_{ser} = 2,25+2,45+15,60 \dots\dots\dots = 20,30 \text{ KN/mL}$

↪ C) Partie brisé :

- Poids propre de la poutre:  $(0,30 \times 0,30 \times 25) / \cos 29,54 \dots\dots\dots = 2,58 \text{ KN/m}$
- Poids du mur situé sur la poutre :  $(2,88 \times 0,90) / \cos 29,54 \dots\dots\dots = 2,97 \text{ KN/m}$
- Réaction des marches (à L'ELU)  $\dots\dots\dots = 5,42 \text{ KN/ml}$   
(à L'ELS)  $\dots\dots\dots = 3,9 \text{ KN/ml}$

c-1) La charge totale :

- $Q_u = 1,35(2,58+1,49) + 5,42 \dots\dots\dots = 10,91 \text{ KN/mL}$
- $Q_{ser} = 2,58+1,49+3,9 \dots\dots\dots = 7,97 \text{ KN/m}$

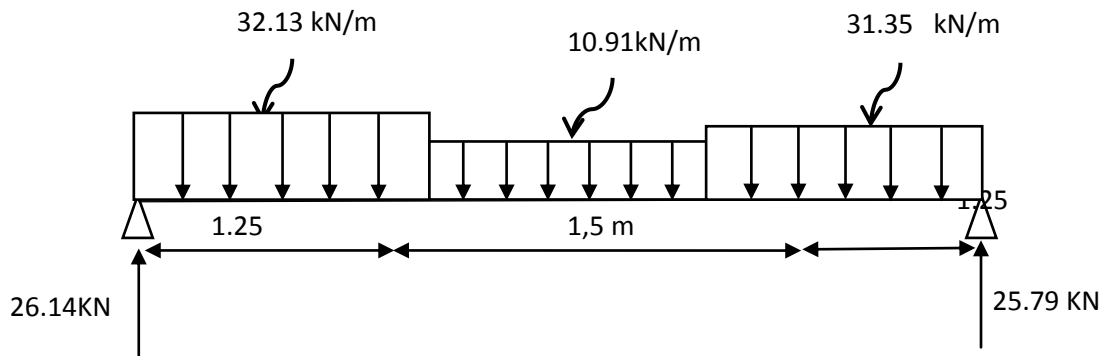


Figure-III-11-Schéma d'évaluation des charges (poutre brisée)

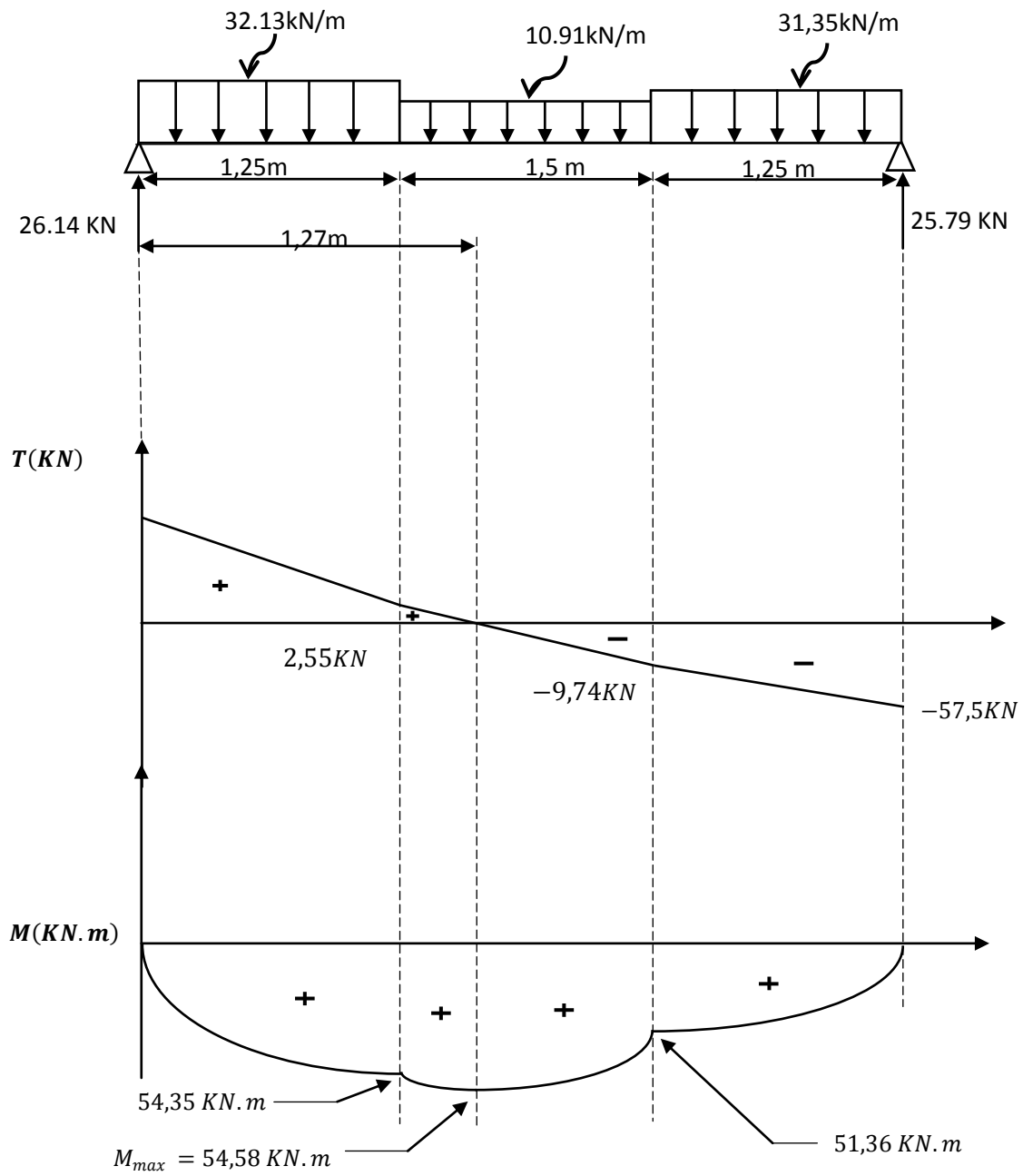


Figure-III-12-diagrammes de (M) et de (T)

↳ d) Moment corrigé :

0,40M0 : en appuis

0,85M0 : en travée

Mmax = 54,58 KN.m

**d-1) Résultats obtenus :**↳ **E.L.U :**

$$T_{\max} = 61,40 \text{ KN}$$

$$M_{a \max} = 54,58 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 52,19 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,40 M_{\max} = 21,83 \text{ KN.m}$$

↳ **E.L.S :**

$$T_{\max} = 37,88 \text{ KN}$$

$$M_{a \max} = 34,92 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 29,68 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,40 M_{\max} = 13,97 \text{ KN.m}$$

**III-2-4-9-4-Ferrailage (ELU)**↳ **a) En appuis :  $M_a=21,83 \text{ KN.m}$** La section a ferrailé : (30x35) cm<sup>2</sup> avec : d=31,5cm

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{21,83 \times 10^3}{14,17 \times 31,5^2 \times 30} = 0,052 < \mu_L \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,052 \Rightarrow \beta = 0,973 ,$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{21,83 \times 10^3}{348 \times 31,5 \times 0,973} = 2,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**a-1) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} = 2,05 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc On adopte : **3T12**  $\Rightarrow A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ↳ **b) En travée :  $M_t=46,39 \text{ KN.m}$** 

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{46,39 \times 10^3}{14,17 \times 31,5^2 \times 30} = 0,110 < \mu_L \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,110 \Rightarrow \beta = 0,942 ,$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{46,39 \times 10^3}{348 \times 31,5 \times 0,942} = 4,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**b-1) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} = 4,49 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc On adopte : **3T14**  $\Rightarrow A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$

III-2-4-9-5-Justification vis à vis de l'effort tranchant :  $T = 61,40 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{61,40 \times 10^3}{315 \times 300} = 0,65 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,65\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

### III-2-4-9-6-Vérification des contraintes à l'E.L.S:

↳ **a) En travée :**

$$M_{tser} = 29,68 \text{ KN.m} ; A_s = 4,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

a-1) **Position de l'axe neutre:**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 15y^2 + 69,3y - 2182,95 = 0 \Rightarrow y = 9,97 \text{ cm}$$

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

a-2) **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 9,97^3}{3} + 15 \times 4,62(31,5 - 9,97)^2 = 42033,65 \text{ cm}^4$$

a-3) **Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{29,68 \times 10^3}{42033,65} \times 9,97 = 7,04 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

↳ **b) En appuis:**

$$M_{aser} = 13,97 \text{ KN.m} ; A_s = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**b-1) Position de l'axe neutre:**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 15y^2 + 35,4y - 1115,1 = 0 \Rightarrow y = 7,52 \text{ cm}$$

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

**b-2) Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 7,52^3}{3} + 15 \times 3,39 (31,5 - 7,52)^2 = 24609,02 \text{ cm}^4$$

**b-3) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{13,97 \times 10^3}{24609,02} 7,52 = 4,27 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,27 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

**III-2-4-9-7-Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{414} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,085 \geq 0,063 ; \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{t ser}}{10 \times M_{0 ser}} \Rightarrow \frac{35}{414} \geq \frac{29,68}{10 \times 34,92} \Rightarrow 0,085 \geq 0,085 ; \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{31,5 \times 30} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,005 \leq 0,011 ; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc il est inutile de calculer la flèche.

**III-2-4-9-8-Section des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = \min(10; 30; 14) \Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

**a) L'espacement :**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(28,35 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 28 \text{ cm}$$

**D'après le R.P.A 99/2003 :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min(15 \text{ cm}; 10\phi_l) = \min(15 \text{ cm}; 14 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 12 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\phi_l = 18 \Rightarrow S_t = 18 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

$k=1$  (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$





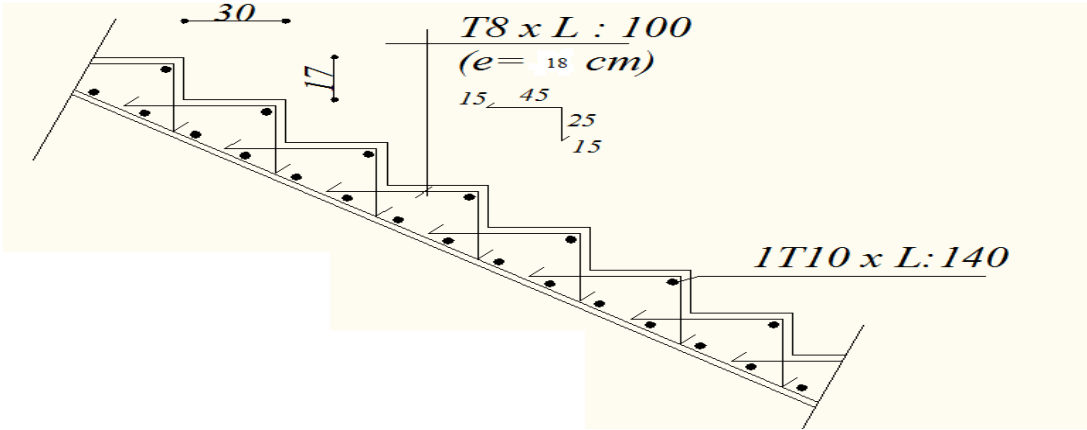


Figure-III-15-ferrailage des marches



# CHAPITRE IV

## CALCUL DES PLANCHERS

## CHAPITRE IV

### ETUDE DES PLANCHERS

#### IV.1-Introduction :

Un plancher est un élément de structure généralement de surface plane, destiné à limiter les étages et supporter les revêtements de sols, ses fonctions principales sont:

Supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations;

Transmettre les charges aux éléments porteurs (poteaux, murs, voiles);

Assurer l'isolation thermique(en particulier pour les locaux situés sous la terrasse ou ceux situés sur vide sanitaire) et acoustique (étanchéité au bruit) entre les différents étages;

Rigidifier la structure et participer à la résistance (répartition des efforts horizontaux) ;

On peut distinguer deux grandes classes de planchers:

Les planchers coulés sur place ou planchers << dits traditionnels>>;

Les planchers préfabriqués, la préfabrication pouvant être totale ou partielle.

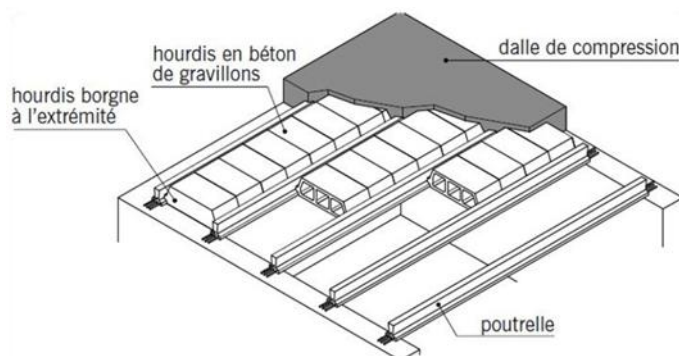
#### IV.1. 1. Planches à corps creux:

Le plancher à corps creux est utilisé dans tous dans les bâtiments et particulièrement ceux de d'habitation (surcharges modérées).

Le plancher est composé de corps creux, de poutrelles et d'une dalle de compression en béton armé de faible épaisseur (4 à 6 cm). Les corps creux ou hourdis sont généralement en béton (il existe des corps creux en produits rouges), ils sont disposés entre les poutrelles et servent de coffrage à la dalle coulée sur toute la surface du plancher;

Les poutrelles en béton armé (coulées sur place ou préfabriquées) ont la forme en << Té >> renversé, les armatures sont entièrement enrobées dans le béton;

La dalle de compression est armée d'un simple quadrillage d'armatures de compression (treillis soudé).



**Figure - IV- 1.** Le plancher à corps creux

**IV.1. 2. Dimensionnement du plancher:**

Nous avons un plancher à corps creux :

- 16 cm : Corps creux
- 04 cm : Dalle de compression

**IV.2. Dimensionnement des poutrelles :**

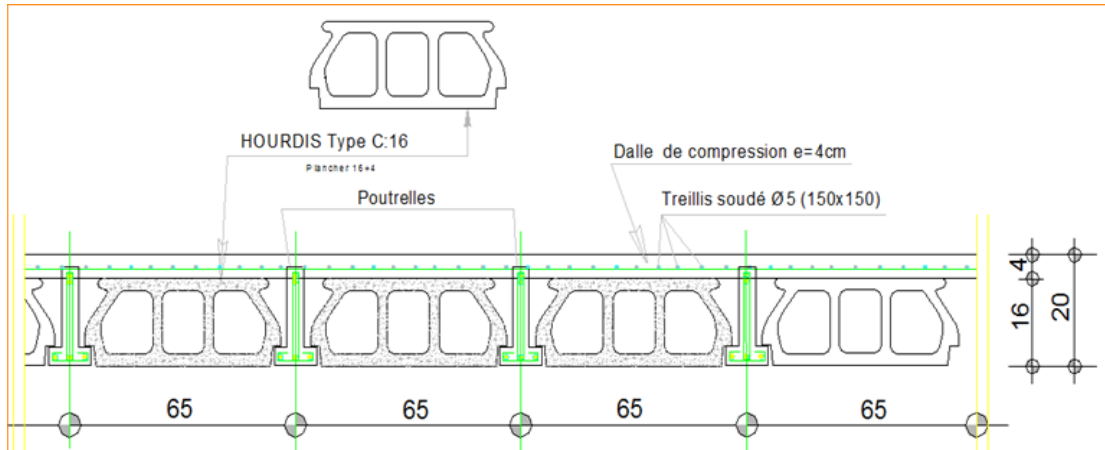


Figure – IV.2. . Coupe sur plancher

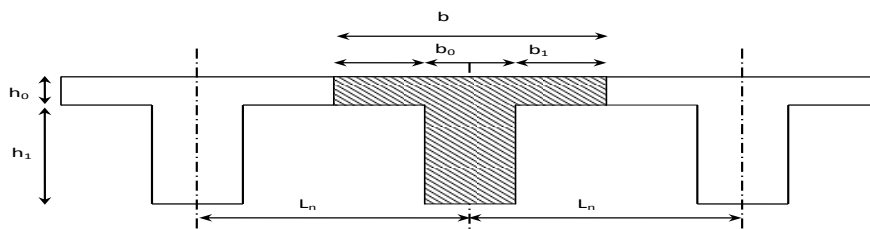


Figure - IV 3. Plancher à corps creux

$h_t$	Hauteur de la nervure	$h_t = 16 + 4 = 20$ cm
$h_0$	Hauteur de la dalle de compression	$h_0 = 4$ cm
$b_0$	Largeur de la nervure	$b_0 = 12$ cm
$L_0$	$L_0 = 2 \times b_1$	
L	La longueur max	$L = 3.30$ m
B	Largeur de la poutrelle	$B = 2b_1 + b_0 = 65$ cm
$H_t$	La hauteur du plancher	

Selon les règles B.A.E.L91

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \rightarrow \left( \frac{20}{335} = 0,059 > 0,0444 \right) \text{ condition vérifiée} \\ \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15M_{0ser}} \right) \rightarrow \left( \frac{20}{335} = 0,059 > 0,03 \right) \text{ condition vérifiée} \\ \left( \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \geq \frac{3,6}{f_e} \right) \rightarrow \left( \frac{1,57}{12,18} = 0,00726 < 0,009 \right) \text{ condition vérifiée} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 26,5cm \\ b_1 \leq 33,5cm \\ 24 \leq b_1 \leq 32cm \end{array} \right.$$

b = 65 cm, b<sub>0</sub> = 12 cm, h<sub>0</sub> = 4 cm, h<sub>t</sub> = 20 cm

### IV.3. Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le règlement BAEL 91 propose une méthode "Méthode Forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique dans le cas des constructions courantes.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode n'est pas applicable que si les conditions suivantes sont remplies :

- La charge d'exploitation  $Q \leq \max(2G; 5kn/m^2)$ .
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.
- Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25  $\left( 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \right)$ .
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

#### IV.3-1. Principe de calcul :

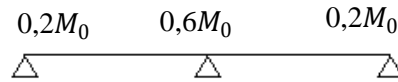
Les moments maximaux en travées et sur appuis sont fonction des moments fléchissant isostatiques "M<sub>0</sub>" de la travée indépendante.

Avec :

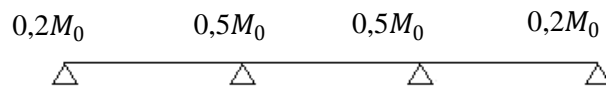
- M<sub>0</sub> Le Moment maximal dans la travée indépendante.
- M<sub>t</sub> Le Moment maximale dans la travée étudiée.
- M<sub>w</sub> Le Moment sur l'appui gauche de la travée.
- M<sub>e</sub> Le Moment sur l'appui droit de la travée.
- α Le rapport suivant :  $\alpha = Q / (G+Q)$ .

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

1. Cas de 2 travées :



2. Cas de 3 travées :



3. Cas de plus de 3 travées :



**Figure - IV -4.**Schémas explicatifs.

- b) Principe de calcul de l'effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales. Le règlement B.A.E.L 91 prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié.

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

**III.3-2. Calcul des poutrelles :**

2. Les combinaisons de charges:

Plancher étage courant:

$$G = 5,01 \times 0,65 = 3,25 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} Q_{ult} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 5,84 \text{ KN/ml.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,22 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

– **Plancher terrasse:**

$$G = 6,48 \times 0,65 = 4,21 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,00 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} Q_{ult} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 6,65 \text{ KN/ml.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,86 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

**IV.3- 3. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:**

1- La charge d'exploitations  $Q \leq \max(2 \times G; 5 \text{ KN/m}^2)$

**a- Plancher étage courant:**

$$Q = 0,97 \text{ KN/m}^2 < 2 \times G = 10,02 \text{ KN/m}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

**b - Plancher terrasse:**

$$Q = 0,65 \text{ KN/m}^2 < 2 \times G = 12,96 \text{ KN/m}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

2 - Poutrelle à inertie constante condition vérifiée.

3 - Le rapport  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

$$0,8 \leq \frac{4,10}{4,10} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 \leq 1 \leq 1,25 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{4,10}{4,55} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 \leq 0,90 < 1,5 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{4,55}{4,50} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 \leq 1,01 < 1,5 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{4,50}{4,55} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 \leq 0,98 \leq 1,25 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{4,55}{4,10} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 \leq 1,1 < 1,5 \quad \text{condition vérifiée.}$$

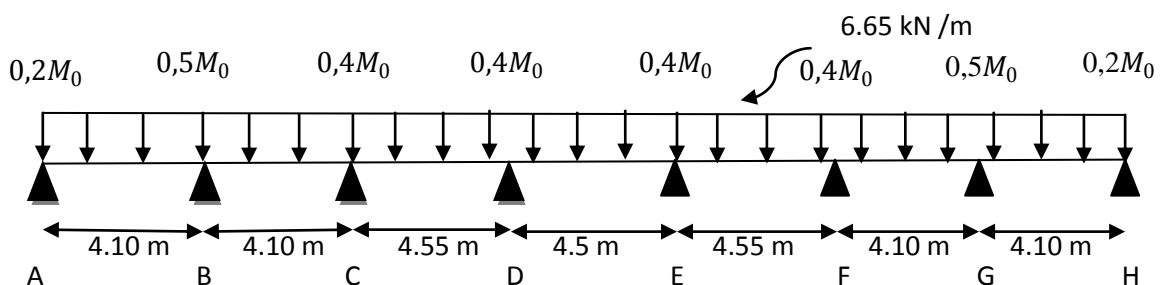
$$0,8 \leq \frac{4,10}{4,10} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 \leq 1 < 1,5 \quad \text{condition vérifiée.}$$

4- Fissuration considérée comme étant non préjudiciable.

**IV - 4. Exemple de calcul :**

**IV - 4.1. Plancher RDC & étage courants :**

1<sup>er</sup> Type :



-Calcul des moments isostatiques:

$$\text{Avec : } L_{AB} = L_{BC} = L_{FG} = L_{GH} = 4,10 \text{ m ; } Q_{ult} = 5,84 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{0AB} = \frac{5.84 \times (4,10)^2}{8} = 12,27 \text{ KN.m}$$

$$L_{CD} = L_{EF} = 4,55 \text{ m}$$

$$M_{0CD} = \frac{5.84 \times (4,55)^2}{8} = 15,11 \text{ KN.m}$$

$$L_{DE} = 4,50 \text{ m.}$$

$$M_{0DE} = \frac{5.84 \times (4,50)^2}{8} = 14,78 \text{ KN.m}$$

Calcul du coefficient  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,5}{1,5 + 5,01} = 0,23.$$

$$\begin{cases} (1 + 0,3\alpha)M_0 = 1,06 > 1,05M_0 \\ \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2}M_0 = 0,63M_0 \text{ pour les travées de rive.} \\ \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2}M_0 = 0,53M_0 \text{ pour les travées intermédiaires.} \end{cases}$$

B/Moments sur appuis: en valeur absolue:

Tableau: -IV - 1. Les moments sur appuis Plancher étage courant

ppuis	A	B	C	D	E	F	G	H
$K_i \& M_0$	0,2	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,2
i	$M_{0AB}$	$M_{0BC}$	$M_{0CD}$	$M_{0CD}$	$M_{0EF}$	$M_{0FE}$	$M_{0GH}$	$M_{0GH}$
$M_a$	2.45	6.13	6.04	6.04	6.04	6.04	6.13	2.45

- Travée AB , GH

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 1.06M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 8.71 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t^{AB} \approx 8.71 \text{ KN.m} = M_t^{GH} \\ M_t^{AB} \geq 0,63M_0^{AB} = 0.63 \times 12.27 = 7.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Travée BC , FG

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq 1.06M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 6.92 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t^{BC} = 6.92 \text{ KN.m} = M_t^{FG} \\ M_t^{BC} \geq 0,53M_0^{BC} = 6.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

•



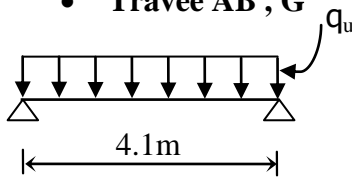
- Travée CD , EF

$$\begin{cases} M_t^{CD} \geq 1.06M_0^{CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 9.97KN.m \Rightarrow M_t^{CD} \approx 9.97KN.m = M_t^{EF} \\ M_t^{CD} \geq 0,53M_0^{CD} = 8 KN.m \end{cases}$$

- Travée DE

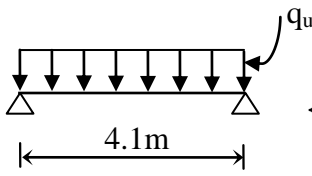
a. calcul des efforts tranchants

- Travée AB , G



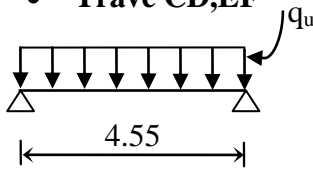
$$\begin{cases} T_A = \frac{M_A - M_B}{l} + \frac{ql}{2} = 11.07 KN = -T_H \\ T_B = \frac{M_A - M_B}{l} - \frac{ql}{2} = -12.87 KN = -T_G \end{cases}$$

- Travée BC,FG



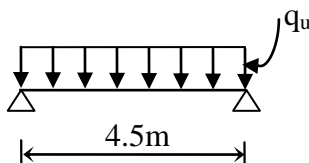
$$\begin{cases} T_B = \frac{M_B - M_C}{l} + \frac{ql}{2} = 11.99 KN = -T_G \\ T_C = \frac{M_B - M_C}{l} - \frac{ql}{2} = -11.95 KN = -T_F \end{cases}$$

- Travée CD,EF

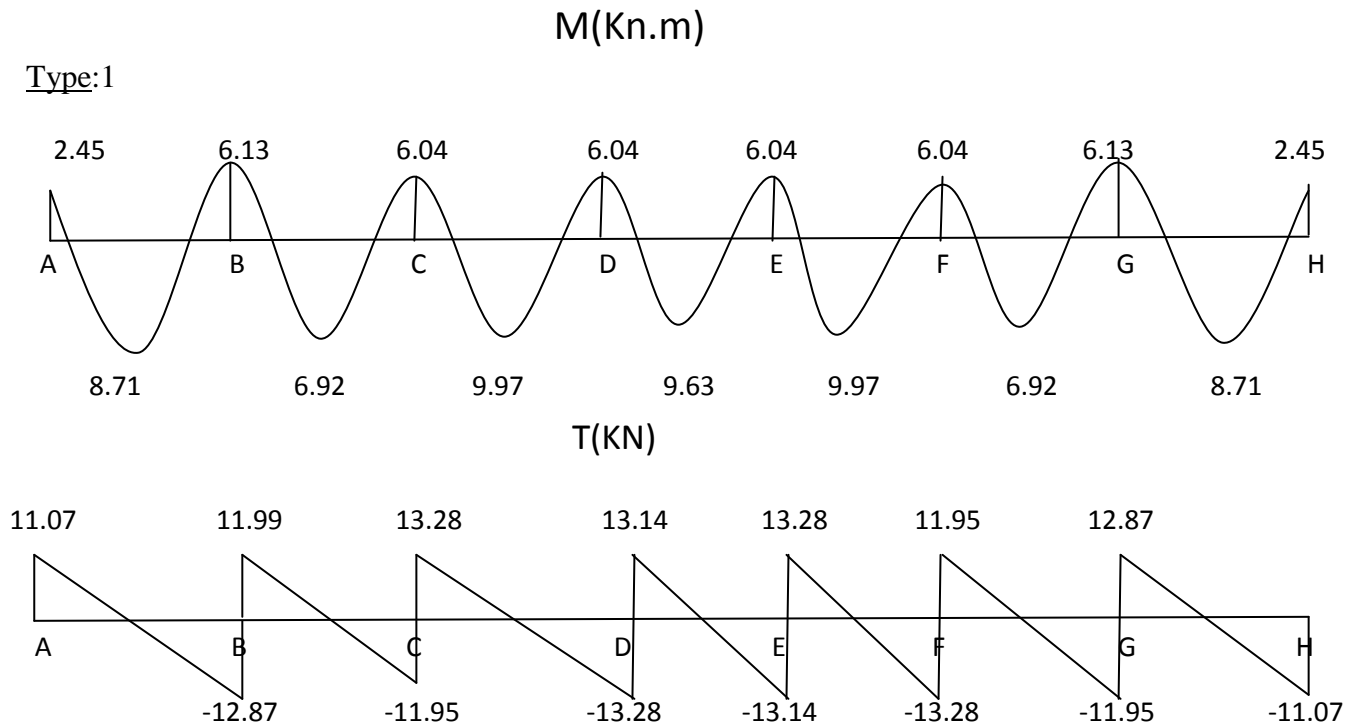


$$\begin{cases} T_C = \frac{M_C - M_D}{l} + \frac{ql}{2} = 13.28 KN = -T_F \\ T_D = \frac{M_C - M_D}{l} - \frac{ql}{2} = -13.28 KN = -T_E \end{cases}$$

- Travée DE



$$\begin{cases} T_D = \frac{M_D - M_E}{l} + \frac{ql}{2} = 13.14KN \\ T_E = \frac{M_D - M_E}{l} - \frac{ql}{2} = -13.14 KN \end{cases}$$



**Figure : -IV - 5.** Diagramme des moments fléchissant [KN.m] et des efforts tranchants [KN]

**A P'E.L.S**

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 5.01 + 1.5 = 6.51 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 0.65 m on a :  $q_s = 6.51 \times 0.65 = 4.22 \text{ KN/m}$

**a. Calcul des moments isostatiques**

$$M_0^{AB} = \frac{q_s \times l_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = \frac{4.22 \times 4.1^2}{8} = 8.88 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{AB} = M_0^{BC} = M_0^{FG} = M_0^{GH} = 8.88 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_0^{CD} = \frac{4.22 \times 4.55^2}{8} = M_0^{EF} = 10.92 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_0^{DE} = \frac{4.22 \times 4.50^2}{8} = 10.68 \text{ KN.m}$$

**b. Calcul des moments sur appuis**

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 8.88 = 1.78 \text{ KN.m} = M_H$$

$$M_B = 0,5M_0^{AB} = 0,5 \times 8.88 = 4.44 \text{ KN.m} = M_G$$

$$M_C = 0,4M_0^{CD} = 0,4 \times 10,92 = 4,37 \text{ KN.m} = M_F$$

$$M_D = 0,5M_0^{CD} = 0,4 \times 10,92 = 4,37 \text{ KN.m} = M_E$$

**c. Calcul des moments en travée**

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,01} \Rightarrow \alpha = 0,23 \\ 1 + 0,3 \alpha = 1 + 0,3 \times 0,23 = 1,06 > 1,05 \\ \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,23}{2} = 0,53 \text{ (travée intermédiaire)} \\ \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,23}{2} = 0,63 \text{ (travée d'extrémité)} \end{array} \right.$$

• **Travée AB**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} \geq 1,06M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 6,30 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t^{AB} \approx 6,30 \text{ KN.m} = M_t^{GH} \\ M_t^{AB} \geq 0,63M_0^{AB} = 0,63 \times 26,24 = 5,60 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Travée BC**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{BC} \geq 1,06M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 5,01 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t^{BC} = 5,60 \text{ KN.m} = M_t^{FG} \\ M_t^{BC} \geq 0,53M_0^{BC} = 5,60 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Travée CD**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{CD} \geq 1,06M_0^{CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 7,20 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t^{CD} \approx 7,20 \text{ KN.m} = M_t^{EF} \\ M_t^{CD} \geq 0,53M_0^{CD} = 5,79 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Travée DE**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{DE} \geq 1,06M_0^{DE} - \frac{M_D + M_E}{2} = 6,95 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t^{DE} \approx 6,95 \text{ KN.m} = M_t^{CD} \\ M_t^{DE} \geq 0,53M_0^{DE} = 5,66 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

– Plancher étage courant

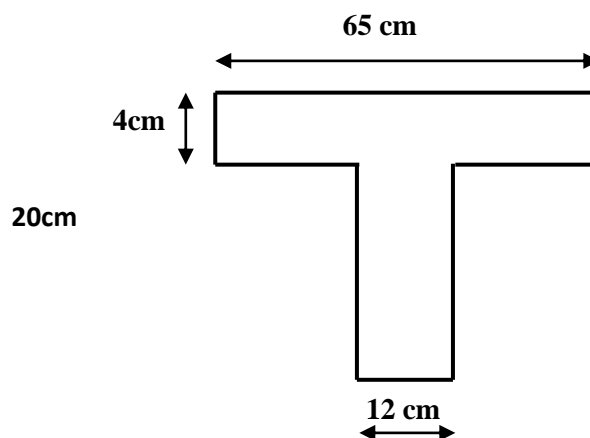
Pour ce plancher les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles I'E.L.U et E.L.S

**Tableau: IV- 2.** Tableau récapitulatif des résultats obtenus  
(M en KN.m et T en KN) Plancher étage courant

		E. L. U.						E. L. S		
Type	Travée	L (m)	M <sub>T</sub> (KN.m)	M <sub>W</sub> (KN.m)	M <sub>E</sub> (KN.m)	T <sub>W</sub> (KN)	T <sub>E</sub> (-) (KN)	M <sub>T</sub> (KN)	M <sub>W</sub> (KN.m)	M <sub>E</sub> (KN.m)
Type 1	A-B	4.10	8.71	2.45	6.13	11.07	12.87	6.30	1.78	4.44
	B-C	4.10	6.92	6.13	6.04	11.99	11.95	5.60	4.44	4.37
	C-D	4.55	9.97	6.04	6.04	13.28	13.28	7.20	4.37	4.37
	D-E	4.50	9.63	6.04	6.04	13.14	13.14	6.95	4.37	4.37
	E-F	4.55	9.97	6.04	6.04	13.28	13.28	7.20	4.37	4.37
	F-G	4.10	6.92	6.04	6.13	11.95	11.99	5.60	4.37	4.44
	G-H	4.10	8.71	6.13	2.45	12.87	11.07	6.30	4.44	1.78
Type 2	A-B	4.10	8.71	2.45	6.13	11.07	12.87	6.30	1.78	4.44
	B-C	4.10	6.5	6.13	7.55	11.62	12.32	4.69	4.44	5.46
	C-D	4.55	10.73	7.55	3.02	14.28	12.29	7.78	5.46	2.18

Les sollicitation maximales de calcul sont:

- $M_{travée(max)} = 10.73KN.m$
- $M_{appui(max)} = 7.55 KN.m$
- $T_{max} = 14.28 KN$
- $M_{appui( rive )} = 3.02 KN.m$
- E.L.S:
- $M_{travée(max)} = 7.78 KN.m$
- $M_{appui(max)} = 5.46 KN.m$



**Figure: IV.6.** Coupe transversale de poutrelle.

Données :

- Largeur de la poutrelle  $b=65$  cm.
- $b_0=12$ cm.
- Haute de la section  $h_t=20$  cm.
- Epaisseur de la table de compression  $h_0= 4$  cm.
- Hauteur utile  $d=0,9h_t=18$  cm.
- Contrainte aciers longitudinaux utilisés  $f_e=400$  Mpa
- Contrainte aciers transversaux utilisés  $f_e= 235$  Mpa
- Contrant du béton à 28jours  $f_{c28}=25$  Mpa.
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28}=2,1$  Mpa.
- Fissuration non préjudiciable  $\sigma_{bc} = 14,17\text{Mpa}$  ;  $\sigma_c = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

**IV- 4.4.Calcul des armatures longitudinales à L'E.L.U:**

**1-En travée :**

On calcule le moment de résistance de la table:

$$M_{tb} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{tb} = 65 \times 04 \times 14,17 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(max)} = 10.73\text{KN.m} < 58,95\text{KN.m}$$

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

$$M_{t(max)} = 9.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{10.73 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,036 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.036 \rightarrow \beta = 0.982 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.73 \times 10^3}{0,982 \times 18 \times 348} = 1.74\text{cm}^2$$

**Vérification de la condition de non fragilité (section en Té):**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V'} \times \frac{f_{t28}}{fe}$$

$$\text{Avec : } I = b_0 \times \frac{ht^2}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \times ht + (b - b_0) \times h_0] \times V'^2$$

$$V' = ht - V$$

$$V = \frac{b_0 \times h^2 + (b - b_0) \times h_0^2}{2[b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0]}$$

$$V = \frac{12 \times (20)^2 + (65 - 12) \times (4)^2}{2[12 \times 20 + (65 - 12) \times 4]} = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = 12 \times \frac{(20)^2}{3} + (65 - 12) \times \frac{4^3}{3} - [12 \times 20 + (65 - 12) \times 4] \times (6,25)^2 = 14925,60 \text{ cm}^4$$

$$V' = 20 - 6,25 = 13,75 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{14925,60}{0,81 \times 20 \times 13,75} \times \frac{2,1}{400} = 0,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 1,74 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,35 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée } A_s = 1,74 \text{ cm}^2$$

– On prend : 3T10 ;  $A_s = 2,35 \text{ cm}^2$

#### Sur appuis:

– La section de calcul est une section rectangulaire de dimension  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

– Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7,55 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,14 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,14 \rightarrow \beta = 0,924 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,55 \times 10^3}{0,924 \times 18 \times 348} = 1,30 \text{ cm}^2$$

Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V'} \times \frac{f_{t28}}{fe}$$

$$A_{\min} = \frac{14925,60}{0,81 \times 20 \times 6,25} \times \frac{2,1}{400} = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 1,30 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,77 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée } A_s = 1,30 \text{ cm}^2$$

Le choix : 1T10 filante + 1T10 chapeau ;  $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

1. Sur appui de rive :

La section calculée est une section rectangulaire de dimension  $(12 \times 20) \text{ cm}^2$ .

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.02 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0.055 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,055 \rightarrow \beta = 0.9715$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.02 \times 10^3}{0,9715 \times 18 \times 348} = 0,49 \text{ cm}^2$$

– Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V' \times f_e} = \frac{14925,60 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,35 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 0,49 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,35 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée ;  $A_s = 0.49 \text{ cm}^2$

On prend : 1T10 ;  $A_s = 0,79 \text{ cm}^2$

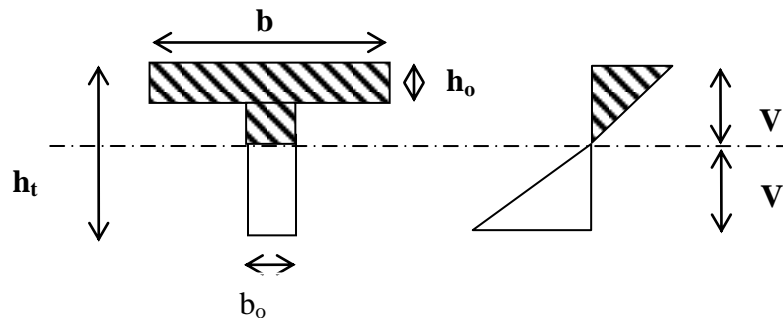


Figure - IV.7 - Diagramme des contraintes à E.L.S

#### IV - 4.5. Vérification des contraintes à I.E.L.S:

$$M_{t (ser)} = 7.20 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre:

Soit "y" la distance entre le centre de gravité de section homogène "s" et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{b \times y^2}{2} + \eta \times A'(y - c') - \eta \times A \times (d - y) = 0$$

$$b=65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A'=0.$$

$$32,50 \times y^2 - 15 \times 1,57 \times (d - y) = 0$$

$$y=3,27 \text{ cm}$$

$y=3,27 \text{ cm}$  L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,27)^3 + 15 \times 1,57 \times (18 - 3,27)^2 = 5867,30 \text{ cm}^4.$$

**IV - 4.5.1. Calcul des contraintes:**

- **Contrainte maximale dans béton comprimé  $\sigma_{bc}$ :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = \frac{7.20 \times 10^3}{5867,30} \times 3,27 = 4.01 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4.01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ ————— Condition vérifiée.}$$

La fissuration non préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu.

- **Contrainte de cisaillement (efforts tranchants):**

$$T_{max} = 13,28 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{\mu} = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{13.28 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,66 \text{ MPa.}$$

Fissuration non préjudiciable:

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

$$\tau_{\mu} = 0,66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \text{ ————— Condition vérifiée.}$$

**IV - 4.6. Calcul des armatures transversales  $A_t$  :**

Le diamètre:

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

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} [\text{mm}]; \frac{b_0}{10} [\text{mm}]; \varphi_L\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{200}{35} [\text{mm}]; \frac{120}{10} [\text{mm}]; 100\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(5,71; 12; 10) = 5,71 \approx 6 \text{ mm} \text{ ————— } \varphi_t = 6 \text{ mm}$$

**Calcul des espacements:**

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

**La section des armatures transversales:**

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u \times (h/2) - 0,3K \times f_{ij}^*}{0,9 \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$



$K=1$  (fissuration non préjudiciable).

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

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

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

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

$$f_{tj}^* \min(1,2;3,3) = 1,2 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15.$$

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

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

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

– Calcule la distance X

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L}$$

$$X = \frac{3}{2} + \frac{3,51 - 1,31}{4,22 \times 3} = 1,67 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,2}{2} = 0,1 \text{ m}$$

$$T_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{10,95 \times (1,67 - 0,1)}{1,67} = 10,29 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{10,29 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,48 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \left( \frac{h}{2} \right) = 0,48 \text{ MPa.}$$

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

D'après (1) :

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,48 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = - 3,88 \times 10^{-2} \text{ cm} \quad (2)$$

- Pourcentage minimal des armatures transversales:

$$\frac{At \times fe}{b_0 \times s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u (h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times fe}{b_0 \times s_t} \geq \max \left( \frac{0,50}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left( \frac{At}{S_t} \right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{fe} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm}$$

On prend le max entre  $\left( \frac{At}{S_t} \right)_{cal}$  et  $\left( \frac{At}{S_t} \right)_{\min}$

$$\left( \frac{At}{S_t} \right)_{\min} \geq 0,02 \text{ cm on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$At \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2$$

On prend aussi max  $\left( \frac{At}{S_t} \right)_{cal}$  et  $\left( \frac{At}{S_t} \right)_{\min}$

$$\text{Le choix: } \{ 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale: } s_t \leq \min(10\phi_L; 15 \text{ cm}) \quad s_t \leq \min(10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante: } s_t \leq 15 \text{ cm}$$

$$\text{Le choix: } \begin{cases} s_t = 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ s_t = 15 \text{ cm} & \text{zone courante} \end{cases}$$

- Ancrage des armatures aux niveaux des appuis:

$$T_{max} = 10,95 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 4,21 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{4,21}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 25,98 \text{ kN}$$

$F_u = 25,98 \text{ kN} > T_u = 10,95 \text{ kN}$  ; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

Compression de la bielle d'about:

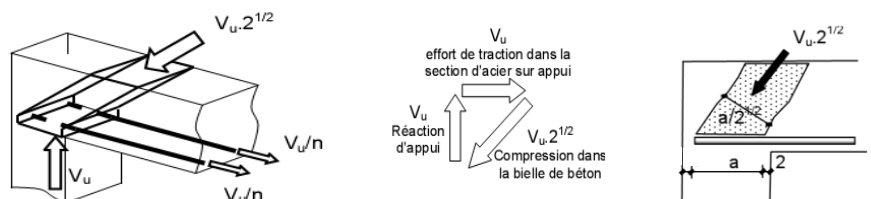


Figure : - IV - 08. Schéma de la bielle d'about.

- La contrainte de compression dans la bielle est de :

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

Où :

a : La longueur d'appui de la bielle.

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

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 10,95 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,013 \text{ m}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ; a' = c - c' - 2 ; c' = 2 \text{ cm} ; c = 45 \text{ cm}$$

a' : La largeur d'appui ;

c : La largeur de l'appui du poteau ;

c' : L'enrobage.

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

$$\alpha = \min(41 \text{ cm} ; 16,2) = 16,20 \text{ cm} > 1,4 \text{ cm} \text{ ————— condition vérifiée.}$$

– Entraînement des armatures :

f.1) Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

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

T : L'effort tranchant maximum ; T = 10,95 kN ;

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 3 ;

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{10,95 \times 10^3}{16,20 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,71 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0,71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

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 secondaire ( $b = 30 \text{ cm}$ ), on est obligés de courber les armatures d'une valeur «  $r$  » :

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

f.3) Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{330} = 0,060 > 0,045 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{20}{330} = 0,060 > \frac{3,65}{15 \times 5,74} = 0,042 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{1,57}{12 \times 16,2} = 0,008 \leq \frac{3,60}{400} = 0,009 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Dessin de ferrailage des poutrelles :

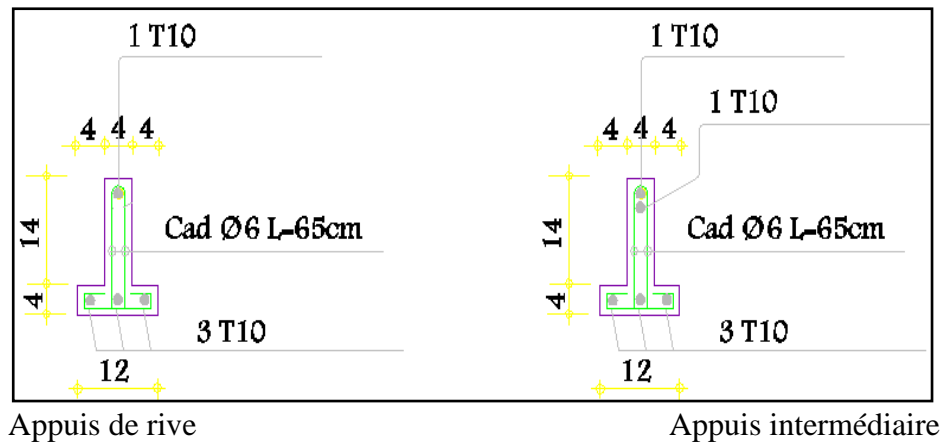


Figure : - IV - 9. Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants.

#### IV - 5. Calcul de ferrailage de la dalle de compression:

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \left( \frac{cm^2}{ml} \right) \text{ si } L \leq 50cm$$

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \left( \frac{cm^2}{ml} \right) \text{ si } 50cm \leq L \leq 80 \text{ avec écartement entre axe des nervures}$$

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

$L=0,65m$  ;  $f_e=215Mpa$

$$50cm \leq l = 65cm \leq 80cm$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{215} = 1,21cm^2/ml$$

$$A_{//} \geq \frac{1,41}{2} = 0,70cm^2$$

On prend un TS Ø 5 150x150

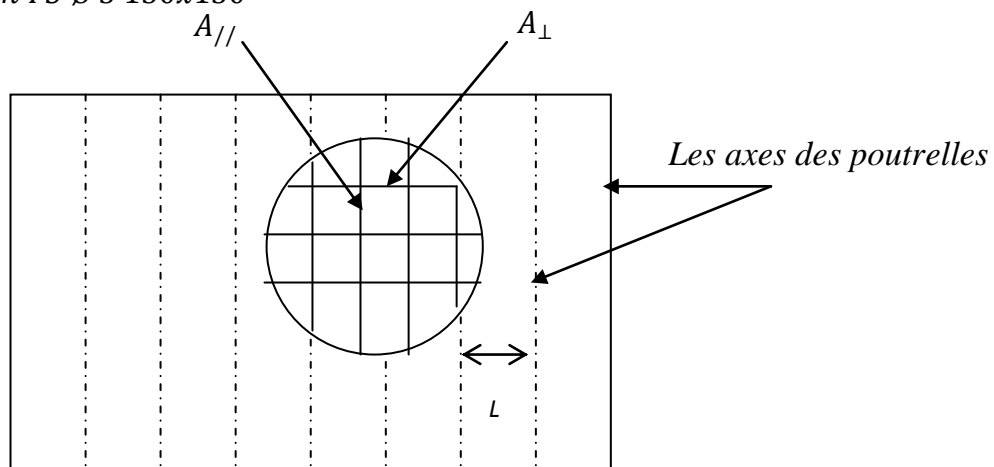
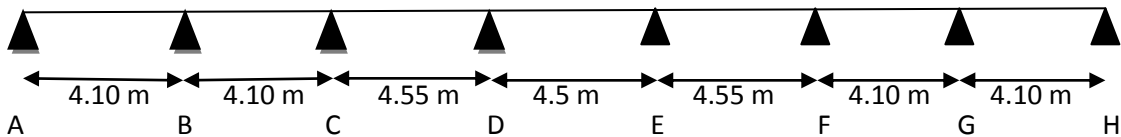


Figure : - IV - 10. Ferrailage de la dalle de compression

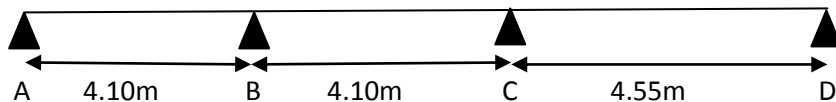
**IV-6.Plancher terrasse:**

Dans notre cas, on a trois types de poutrelles:

Type 1



Type 2



Méthode de calcul:

Vu que la 4eme condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c'est-à-dire la fissuration est préjudiciable cas du plancher terrasse pour calcul des moments

**IV- 6.1.La méthode des trois moments:**

3 Méthode des trois moments :

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.

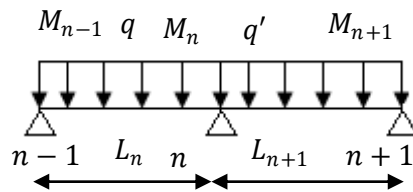


Figure : - IV- 11. Schéma explicatif.

En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque ; On a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.

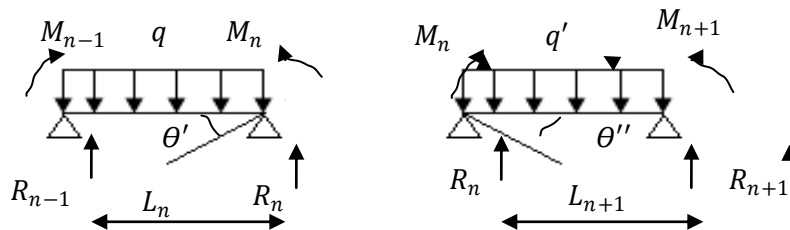


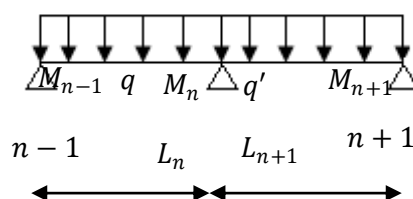
Figure : - IV - 12. Schéma explicatif.

Avec :

$M_{n-1}, M_n$  et  $M_{n+1}$  : Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1), Ils supposés positifs.

Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a :  $\theta' = \theta''$ .

Les moments de flexion pour chacune des travées  $L_n$  et  $L_{n+1}$  sous les charges connues  $q$  et  $q'$  peuvent être tracé selon la méthode classique,  $M_{n-1}, M_n$  et  $M_{n+1}$  sont provisoirement omis.



En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque ; On a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.

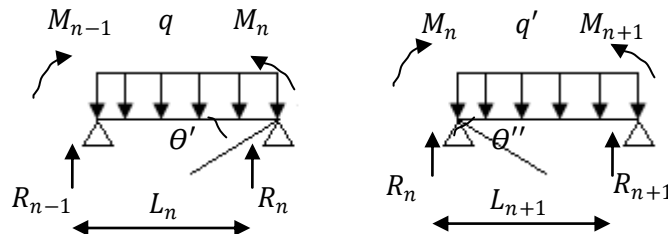


Figure : - IV - 14. Schéma explicatif.

Avec :

$M_{n-1}, M_n$  et  $M_{n+1}$  : Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1), Ils supposés positifs.

Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a :  $\theta' = \theta''$ .

Les moments de flexion pour chacune des travées  $L_n$  et  $L_{n+1}$  sous les charges connues  $q$  et  $q'$  peuvent être tracé selon la méthode classique,  $M_{n-1}, M_n$  et  $M_{n+1}$  sont provisoirement omis.

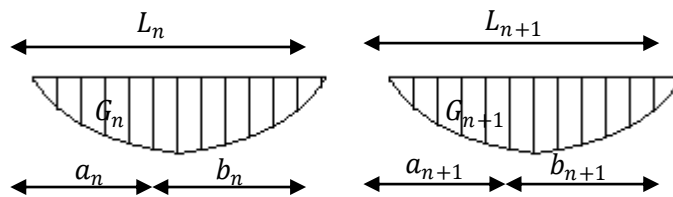


Figure : - IV -15. Schéma explicatif.

$G_n$  et  $G_{n+1}$  : Les centres de gravité des aires des diagrammes des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}$  et  $b_{n+1}$  : Les longueurs de part et d'autre du centre de gravité.

$S_n$  et  $S_{n+1}$  : Les aires des diagrammes des moments pour les travées  $L_n$  et  $L_{n+1}$ .

$$\theta' = \theta'_{(M_{n-1})} + \theta'_{(M_n)} + \theta'(q)$$

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_{n-1} \times L_n}{6EI} + \frac{M_n \times L_n}{3EI} \text{ et } \theta'' = \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{6EI}$$

$$\theta' = \theta'' \Leftrightarrow (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) = -6 \left[ \frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

Cette équation est appelée « équation de Clapeyron », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

**IV-6.2. Calcul des poutrelles du plancher terrasse :**

Ce plancher, situé au dernier étage de la construction est exposé à l'extérieur, donc il ne satisfait pas la condition de fissuration peu préjudiciable pour pouvoir appliquer la méthode forfaitaire. C'est pour cela que la méthode des trois moments est la plus adaptée pour le calcul des poutrelles de ce plancher. Sa surcharge d'exploitation n'est pas très importante, parce que ce plancher n'a pas vocation à être accessible.

$$(M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) = -6 \left[ \frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \quad (1)$$

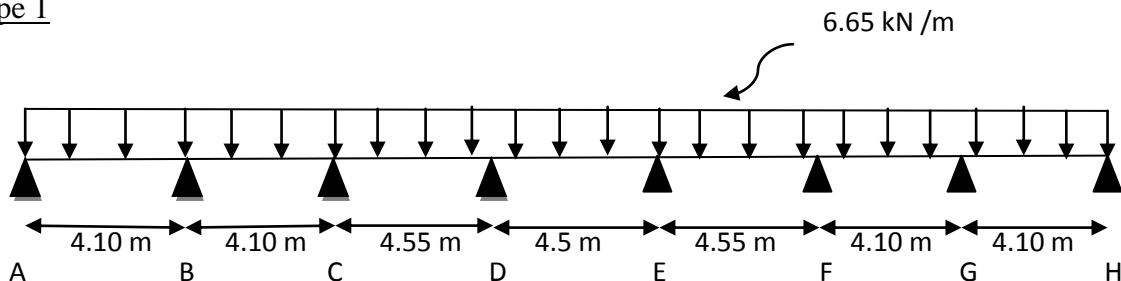
**IV - 6.3. Les type de poutrelles :**

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

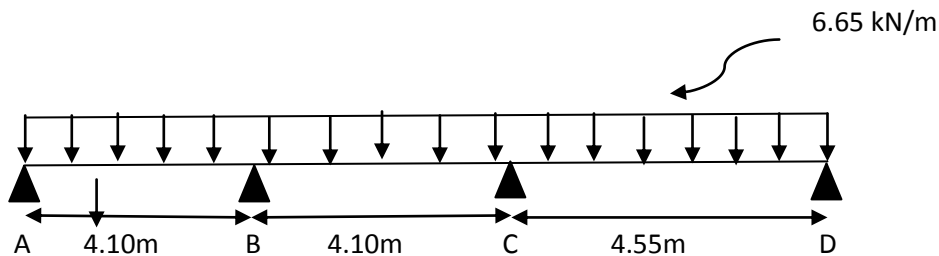
$$\begin{aligned} G &= 6.48 \times 0,65 = 4,21 \text{ KN/ml} \\ Q &= 1,00 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml} \end{aligned} \quad \left\{ \begin{aligned} Q_{ult} &= 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 6,65 \text{ KN/ml.} \\ Q_{ser} &= G + Q = 4,86 \text{ KN/ml} \end{aligned} \right.$$

Notre plancher terrasse comporte 2 types de poutrelles :

Type 1



Type 2

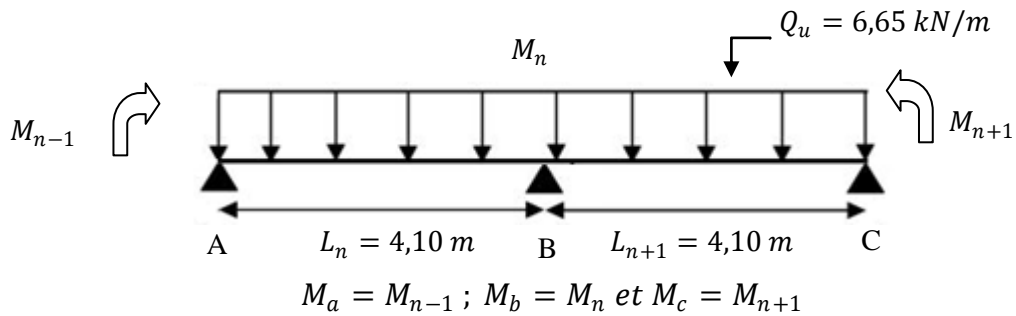




2 Calcul des moments fléchissant :

La poutrelle de type 1 sera prise comme exemple de calcul détaillé, les autres poutrelles suivent les même étapes de calcul.

– On isole les deux premières travées adjacentes AB et BC :



1. Partie AB :

$$M_{0AB} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,65 \times 4,10^2}{8} = 13,97 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{4,10}{2} = 2,05 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} (L_n \times M_{0AB}) = \frac{2}{3} (4,10 \times 13,97) = 38,18 \text{ m}^2$$

1. Partie BC :

$$M_{0BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,65 \times 4,10^2}{8} = 13,97 \text{ kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{4,10}{2} = 2,05 \text{ m}$$

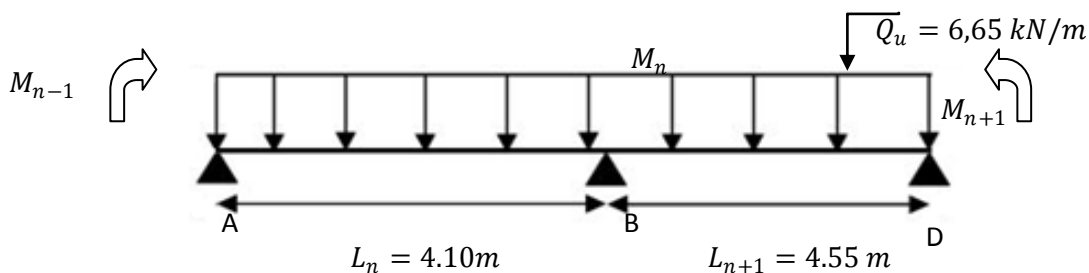
$$S_{n+1} = \frac{2}{3} (L_{n+1} \times M_{0BC}) = \frac{2}{3} (4,10 \times 13,97) = 38,18 \text{ m}^2$$

Détermination de l'équation :

$$M_a = -0,2M_{0AB} = -2,79 \text{ kN.m}$$

$$(1) \Rightarrow 16,40M_b + 4,10M_c + 299,08 = 0 \quad (I)$$

On isole les deux premières travées adjacentes BC et CD :



$$M_b = M_{n-1} ; M_c = M_n \text{ et } M_d = M_{n+1}$$

1. Partie BC :

$$M_{0BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,65 \times 4,10^2}{8} = 13,97 \text{ kN.m}$$

$$a_n = \frac{L_n}{2} = \frac{4,10}{2} = 2,05 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} (L_n \times M_{0BC}) = \frac{2}{3} (4,10 \times 13,97) = 38,18 \text{ m}^2$$

2. Partie CD :

$$M_{0CD} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,65 \times 4,55^2}{8} = 17,21 \text{ kN.m}$$

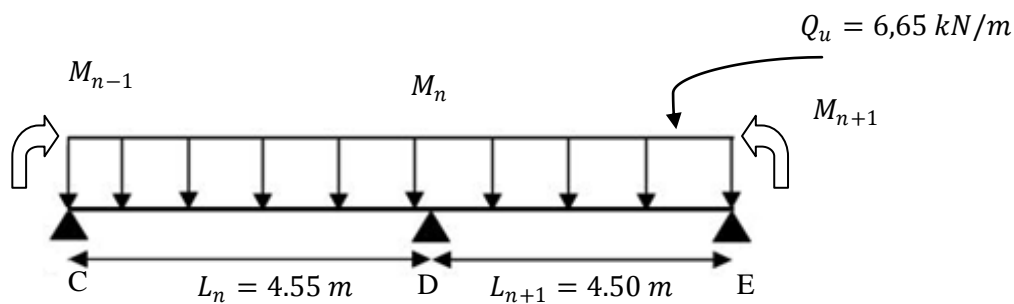
$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{4,55}{2} = 2,275 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} (L_{n+1} \times M_{0CD}) = \frac{2}{3} (4,55 \times 17,21) = 52,20 \text{ m}^2$$

On peut maintenant déterminer l'équation :

$$(1) \Leftrightarrow 4,10M_b + 17,3M_c + 4,55M_d + 271,14 = 0 \quad (II)$$

– On isole les deux premières travées adjacentes CD et DE :



$$M_c = M_{n-1} ; M_d = M_n \text{ et } M_e = M_{n+1}$$

3. Partie CD :

$$M_{0CD} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,65 \times 4,55^2}{8} = 17,21 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{4,55}{2} = 2,275 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} (L_n \times M_{0CD}) = \frac{2}{3} (4,55 \times 17,21) = 52,20 \text{ m}^2$$

3. Partie DE :

$$M_{0 DE} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,65 \times 4.50^2}{8} = 16.83 \text{ kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{4.50}{2} = 2.25 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} (L_{n+1} \times M_{0 DE}) = \frac{2}{3} (4.50 \times 16.83) = 50.49 \text{ m}^2$$

Détermination de l'équation :

$$M_h = -0,2M_{0 AB} = -2.79 \text{ kN.m}$$

$$(1) \Leftrightarrow 16.40M_f + 4.10M_g + 299.08 = 0 \quad (VII)$$

– Détermination des moments aux appuis et en travées :

1. Sur appuis :

Il suffit de faire la résolution des trois équations trouvées précédemment :

$$\begin{cases} 16.40M_b + 4.10M_c + 299.08 = 0 \\ 4.10M_b + 17.3M_c + 4.55M_d + 271.14 = 0 \\ 4.55M_c + 18.1M_d + 4.5M_e + 308.07 = 0 \\ 4.50M_d + 18.1M_e + 4.55M_f + 308.07 = 0 \\ 4.55M_e + 18.1M_f + 4.50M_g + 271.14 = 0 \\ 16.40M_f + 4.10M_g + 299.08 = 0 \end{cases}$$

**Type 02 :**

$$\begin{cases} 16.40M_b + 4.10M_c + 299.08 = 0 \\ 4.10M_b + 17.30M_c + 271.14 = 0 \end{cases}$$

Et donc on a :

$$M_a = -2.79 \text{ kN.m}$$

$$M_b = -15.2 \text{ kN.m}$$

$$M_c = -12.1 \text{ kN.m}$$

$$M_d = -3.44 \text{ kN.m}$$

1. En travée :

$$M_{t AB} = \frac{M_a + M_b}{2} + M_{0 AB} = \frac{-2.79 - 15.2}{2} + 13.97 = 4.97 \text{ kN.m}$$

$$M_{tBC} = \frac{M_b + M_c}{2} + M_{0BC} = \frac{-15.2 - 12.1}{2} + 13.97 = 0.32 \text{ kN.m}$$

$$M_{tCD} = \frac{M_c + M_d}{2} + M_{0CD} = \frac{-12.1 - 3.44}{2} + 17.21 = 9.44 \text{ kN.m}$$

Calcul des efforts tranchant :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} T_w = \frac{M_a - M_b}{l} + Q_u \frac{l}{2} = \frac{-2.79 + 15.2}{4.10} + \left(6,65 \times \frac{4.10}{2}\right) = 16.65 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_a - M_b}{l} - Q_u \frac{l}{2} = \frac{-2.79 + 15.2}{4.10} - \left(6,65 \times \frac{4.10}{2}\right) = -10.60 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} T_w = \frac{-15.2 + 12.1}{4.10} + \left(6,65 \times \frac{4.10}{2}\right) = 12.87 \text{ kN} \\ T_e = \frac{-15.2 + 12.1}{4.10} - \left(6,65 \times \frac{4.10}{2}\right) = -14.38 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} T_w = \frac{-12.1 + 3.44}{4.55} + \left(6,65 \times \frac{4.55}{2}\right) = 13.22 \text{ kN} \\ T_e = \frac{-12.1 + 3.44}{4.55} - \left(6,65 \times \frac{4.55}{2}\right) = -17.03 \text{ kN} \end{cases}$$

Pour ce plancher les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles I'E.L.U et I.E.L.S.

**Tableau: - IV- 2.** Tableau récapitulatif des résultats obtenus

Type de poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U				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>	T <sub>e</sub> (-)	M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub> (-)	M <sub>e</sub> (-)
01	AB	4.10	13.97	6.77	4.41	10.3	12.2	15.07	10.21	4.94	3.22	7.54
	BC	4.10	13.97	3.56	10.3	10.2	13.7	13.6	10.21	2.60	7.54	7.44
	CD	4.55	17.21	6.33	10.2	11.6	14.8	15.44	12.57	4.62	7.44	8.46
	DE	4.50	16.83	5.04	11.6	11.6	14.9	14.9	12.30	3.69	8.46	8.46
	EF	4.55	17.21	6.33	11.6	10.2	15.4	14.8	12.57	4.62	8.46	7.44
	FG	4.10	13.97	3.56	10.2	10.3	13.6	13.7	10.21	2.60	7.44	7.54
	GH	4.10	13.97	6.77	10.3	4.41	15	12.19	10.21	4.94	7.54	3.22
02	AB	4.10	13.97	4.97	2.79	15.2	16.6	10.6	10.21	5.3	2.04	7.81
	BC	4.10	13.97	0.32	15.2	12.1	5	14.38	10.21	1.5	7.81	9.60
	CD	4.55	17.21	9.44	12.1	3.44	12.8	17.03	12.57	6.5	9.60	2.51

M en KN.m et T en KN) Plancher terrasse

Les sollicitations maximales de calcul sont:

**E.L.U:**

- $M_{trevée(max)} = 9.44 \text{ KN.m}$
- $M_{appui(max)} = 15.2 \text{ KN.m}$
- $T_{max} = 17.03 \text{ KN}$

**E.L.S:**

- $M_{trevée(max)} = 6.5 \text{ KN.m}$
- $M_{appui(max)} = 9.60 \text{ KN.m}$

**IV- 6.4.Calcul du ferrailage des poutrelles : L'ELU****IV- 6.4.1.Calcul des armatures longitudinales:**

*-En travée :*

*On calcule le moment de résistance de la table:*

$$M_{tb} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left( 18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(max)} = 9.44 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{t(max)} = 9.44 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{9.44 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,031 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,031 \rightarrow \beta = 0,9845 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9.44 \times 10^3}{0,9845 \times 18 \times 348} = 1.53 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

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

$$A_{\min} = \frac{14925,60}{0,81 \times 20 \times 13,75} \times \frac{2,1}{400} = 0,35 \text{ cm}$$

$$A_s = 1.53 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,35 \text{ cm}^2 \text{ ————— condition vérifiée.}$$

$$\text{Choix : } \mathbf{3T10} = 2,36 \text{ cm}^2$$

**2 - Sur appuis:**

2. Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15.2 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,27 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,27 \rightarrow \beta = 0,839$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15.2 \times 10^3}{0,839 \times 18 \times 348} = 2.89 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité : section en "T"**

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

$$A_{\min} = \frac{14925,60}{0,81 \times 20 \times 13,75} \times \frac{2,1}{400} = 0,35 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ cal}} = 2.89 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,35 \text{ cm}^2$  \_\_\_\_\_ condition vérifiée

Le choix : **1T10**(fil) + **1T10** (chapeau) = 1,57 cm<sup>2</sup>

**IV- 6.3.2.Vérification à L'E.L.S:**

$y=3,27 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$  L'axe neutre tombe dans la table de compression

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,27)^3 + 15 \times 1,57 \times (18 - 3,27)^2 = 5867,30 \text{ cm}^4.$$

**IV- 6.3.3.Calcul des contraintes:**

• **Contrainte maximale dans béton comprimé  $\sigma_b$ :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = \frac{2,99 \times 10^3}{5867,30} \times 3,27 = 1,66 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$\sigma_b = 1,66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$  \_\_\_\_\_ Condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y$$

- Contrainte maximale dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$ :

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}(d-y)}{I} = 15 \times 10^3 \times \frac{2,99(18-3,27)}{5867,30} = 112,60 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{st} = 112,60 < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Contrainte de cisaillement (efforts tranchants):

$$T_{max} = 17.03 \text{ KN}$$

$$\tau_{\mu} = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{17.03 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,78 \text{ MPa.}$$

*Fissuration est préjudiciable:*

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

$$\tau_{\mu} = 0,55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \text{ ————— Condition vérifiée.}$$

#### **IV- 6.4. Calcul des armatures transversales $A_t$ :**

- **Le diamètre:**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} [\text{mm}]; \frac{b_0}{10} [\text{mm}]; \varphi_L\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{200}{35} [\text{mm}]; \frac{120}{10} [\text{mm}]; 100\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(5,71; 12; 100) = 5,71 \approx 6 \text{ mm} \text{ ————— } \varphi_t = 6 \text{ mm}$$

- **Calcule des espacements:**

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

- **La section des armatures transversales:**

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u \times (h/2) - 0,3K \times f_{ij}^*}{0,9 \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

K=1 (fissuration est préjudiciable).

$$f_{ij}^* \min(1,2; 3,3 \text{ Mpa}) = 1,2 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15.$$

$$\tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \times d}$$

*Calcule la valeur de l'effort tranchant  $Tu(h/2)$  par la méthode des triangles semblables.*

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

Calcule la distance X

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L}$$

$$X = \frac{4.1}{2} + \frac{3,91 - 3,61}{4,86 \times 4.1} = 2.06 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,2}{2} = 0,1 \text{ m}$$

$$Tu = x - \frac{h}{2} = 1,66 - 0,1 = 1,56 \text{ m}$$

$$\text{Donc } Tu \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{11,97 \times (1,66 - 0,1)}{1,66} = 11,24 \text{ KN.}$$

$$Tu \left(\frac{h}{2}\right) = 11,24 \text{ KN}$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{11,24 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,52 \text{ KN}$$

$$\frac{At}{b_0 \times s_t \times \gamma_{ls}} \geq \frac{\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) - 0,3K \times f_{ij}^*}{0,9 \times (\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{At}{St}\right)_{cal} \geq \frac{(0,52 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = - 7,17 \times 10^{-3} \text{ cm}$$

**Pourcentage minimal des armatures transversales:**

$$\frac{At \times fe}{b_0 \times s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times fe}{b_0 \times s_t} \geq \max \left( \frac{0,59}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{St}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{fe} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm}$$

On prend  $\max \left(\frac{At}{St}\right)_{cal}$  et  $\left(\frac{At}{St}\right)_{min}$

$$\left(\frac{At}{St}\right)_{min} \geq 0,02 \text{ cm on prend } St = 15 \text{ cm}$$

$$At \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2$$



Le choix:  $\begin{cases} 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2 \\ s_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

Zone nodale:  $s_t \leq \min(10\phi_L; 15\text{cm})$

$$s_t \leq \min(10\text{cm})$$

Zone courante:  $s_t \leq 15\text{cm}$

Le choix:  $\begin{cases} s_t = 10\text{cm} \text{ zone nodale} \\ s_t = 15\text{cm} \text{ zone courante} \end{cases}$

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

$$T_{max} = 17.03 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 15.2 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{Z} = \frac{15.2}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 93.82 \text{ KN} > T_u = 17.03 \text{ KN}$$

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

- Compression de la bille d'about:

**La contrainte de compression dans la billette est :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{F_b}{S} \text{ avec } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{\alpha \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \bar{\sigma}_{bc} = \frac{2T}{\alpha \times b_0}$$

Avec :  $\alpha \rightarrow$  Longueur d'appui de la billette.

On doit vérifier que:

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{2T}{\alpha \times b_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \alpha \geq \frac{2T \times \gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\alpha \geq \frac{2 \times 17.03 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,020\text{m} = 2 \text{ cm}$$

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

$$\alpha = \min(36 \text{ cm}; 16,2 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm} > 1,5 \text{ cm} \text{ ————— condition vérifiée.}$$

- Entraînement des armatures :
- Vérification de la contrainte d'adhérence:

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

$$\tau_{u \text{ ser}} = \frac{17.03}{0,9 \times 18 \times \psi_s}$$

$\psi_s$ : coefficient de scellement  $\psi_s = 1,5$  pour H. A

T: effort tranchant maximale.

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1 = 3,14$  cm

$\eta = 3$  nombre d'armature longitudinales tendues

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{17,03 \times 10^3}{16,20 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 1,11 \text{ MPa}$$

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

$\tau_{ser} = 1,11 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée.

- Encrage des armatures tendues:

$\tau_s$ : Contrainte d'adhérence supposée supposée constante est égale à la valeur limit ultime:

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement doit :  $L_s = \frac{\phi_e}{4 \times \tau_s}$

$\phi$ : Diamètre d'une barre égale 1.0 cm

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$
 Cette longueur de telle sorte que:

- Courber les armatures de telle sorte qui:

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

**IV- 6.5.Vérification de la flèche:**

$$\left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left( \frac{20}{330} = 0,06 > 0,0444 \right) \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left( \frac{20}{330} = 0,06 > \frac{2,99}{15 \times 6,62} = 0,030 \right) \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\left( \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left( \frac{1,57}{12,18} = 0,00726 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \quad \text{condition vérifiée}$$

Dessin de ferrailage des poutrelles

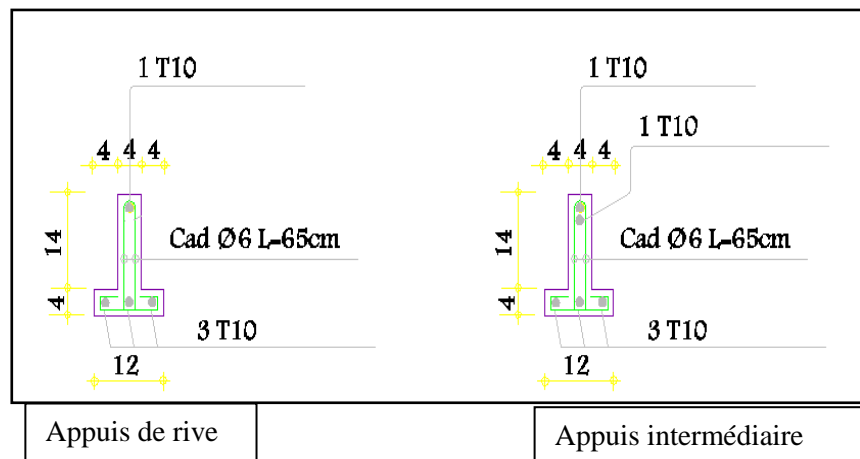


Figure : - IV- 16. Dessin de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse



# CHAPITRE V

## ETUDE SISMEQUE



## CHAPITRE V

### ETUDE SISMIQUE

#### V.1 Introduction :

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme et d'éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

#### V.2 Présentation du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...Etc.).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds.
- Les dalles ont été modélisées par des éléments « SHELL » (dalles pleines).

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$  selon RPA99/version 2003 (dans notre cas  $\beta=0,2$ ) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir  $2,5 \text{ t/m}^3$ .

#### V.3 Méthode de calcul :

Le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure, on distingue principalement deux méthodes d'analyse :

- Méthode d'analyse statique équivalente ;
- Méthode d'analyse modale spectrale.

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel ETABS qui peut les calculer suivant différentes méthodes : Response Spectrum Function, Time History Function, ...

Response Spectrum Function a été choisi parce qu'elle est basée sur la méthode dynamique modale spectrale et qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en ce basant sur les hypothèses suivantes :

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maitre) ;
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan ;
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

#### **V.4 Méthode d'analyse modale spectrale :**

##### **V.4.1 Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure, La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.T.

##### **V.4.2 Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

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  $T_1 = 0,15\text{sec}$  et  $T_2 = 0,50 \text{ sec}$ .

D'après le R.P.A 99 (version 2003) , on a :

-Zone sismique I }  $\Rightarrow (A = 0, 10)$

-Groupe d'usage 2

Portique en béton armé }  $\Rightarrow \xi = 6\%$   
Remplissage léger

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 6)} = 0,935 \geq 0,7$$

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

-Portique contreventée par des voiles  $R = 4$ .

-Pour avoir le 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.

$$Q = 1 + \sum Pq = 1,20$$

**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 due aux charges permanentes et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

$P_i$  : poids due aux charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Pour notre cas bâtiment d'habitation  $\Rightarrow \beta = 0,2$

**5.1-Principe de détermination des poids ( $W_t$ ) de la structure :****a-Les niveaux étages:**

Soit ( $S$ ) La surface du plancher en question en  $m^2$ .

Le poids de ce niveau est calculé comme suite :



- Poids de Plancher =  $G \times S$
- Poids des Poteaux =  $n \times b \times h \times \gamma_b \times (h)$
- Poids des poutres principales =  $b \times h \times \gamma_b \times \sum L$
- Poids des poutres secondaires =  $b \times h \times \gamma_b \times \sum L$
- Poids des murs extérieurs =  $0,8 \times G_m \times (h) \times \sum L$
- Poids des murs voile =  $e_p \times h \times \gamma_b \times \sum L$
- Poids des escaliers =  $G \times \text{surface de cage d'escalier}$
- Poids des dalles pleines =  $G \times S_{\text{dalle}}$
- Poids des balcons =  $G \times S_{\text{balcon}}$

$G_E = \sum$  des poids propres

**La surcharge :  $P_E = Q_E \times S_E$**

**Le poids totale du niveau  $W_E = G_E + \beta P_E$**

#### **b-Le niveau terrasse:**

Le poids de ce niveau est calculé comme les niveaux étages, sauf les hauteurs sont les demi-hauteurs de dernier niveau et en plus le poids d'acrotère sera additionné et le poids d'escalier ne sera pas tenir en compte comme suite.

- Poids de Plancher =  $G \times S$
- Poids des Poteaux =  $n \times b \times h \times \gamma_b \times (h/2)$
- Poids des poutres principales =  $b \times h \times \gamma_b \times \sum L$
- Poids des poutres secondaires =  $b \times h \times \gamma_b \times \sum L$
- Poids des murs extérieurs =  $0,8 \times G_m \times (h) \times \sum L$
- Poids des murs voile =  $e_p \times h \times \gamma_b \times \sum L$
- Poids des dalles pleines =  $G \times S_{\text{dalle}}$
- Poids des balcons =  $G \times S_{\text{balcon}}$
- Poids d'acrotère =  $G_{\text{acrotère}} \times L$

$G_T = \sum$  des poids propres

**La surcharge :  $P_T = Q_T \times S_T$**

**Le poids totale du niveau  $W_T = G_T + \beta P_T$**

### 7.2. Définition des masses:

On définit chaque masse et moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau

**D'où:** 
$$I_M = (I_{x_g} + I_{y_g}) \frac{M}{S}$$

**$I_M$**  : inertie massique (t.m<sup>2</sup>)

**$x_g$  et  $y_g$**  : coordonnées du centre de gravité

**M** : masses sismiques qui égale au rapport  $W/g$

**$X_G$  et  $Y_G$**  : coordonnées de centre de masse après les excentrés par une distance de 5% de la longueur max

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{\max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{\max} \end{cases}$$

**$W_i$**  : le poids de chaque niveau i

**g** : l'accélération de pesanteur 9,81

**S** : surface du plancher

**$I_{x_g}$**  : moment d'inertie du plancher suivant l'axe X

**$I_{y_g}$**  : moment d'inertie du plancher suivant l'axe Y

### V.6. Principe et positionnements des contreventements :

Le système de contreventement de projet est assuré par le squelette du bâtiment ( le tridimensionnel des poteaux et des poutres liés rigidement entre elles) en plus on des murs voiles en béton armé disposés le plus possible loin de centre de masse par symétrie.

La meilleure position c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismique algériennes (RPA 99 V.2003) tel que période, déplacements, participation de la masse et l'effort tranchant a la base

### V.7. Vérifications :

#### V.7.1. Vérifications de participation de la masse :

Tableau :V.1. Participation massique cumulée

Mode	Période	UX%	UY%	Somme UX	Somme UY
<b>1</b>	<b>0.74</b>	<b>68.26</b>	<b>0.22</b>	68.26	0.22
<b>2</b>	<b>0.69</b>	<b>0.29</b>	<b>67.84</b>	68.55	68.06
<b>3</b>	0.49	0.72	0.58	69.27	68.64
<b>4</b>	0.19	17.03	0.02	86.30	68.66
<b>5</b>	0.17	0.02	18.51	86.33	87.17
<b>6</b>	0.11	0.27	0.04	86.60	87.20
<b>7</b>	0.08	6.35	0.01	92.96	87.21
<b>8</b>	0.07	0.01	6.59	92.96	93.80

a- Le sens (X):  $\Sigma\alpha_x = 92,96 \% > 90 \% \dots\dots\dots$  condition vérifiée.

b- Le sens (X):  $\Sigma\alpha_y = 93,80\% > 90\% \dots\dots\dots$  condition vérifiée.

#### V.7.2. Vérification de la période fondamentale de la structure :

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{d'ou:} \begin{cases} h_n = 27.88 \text{ cm} \\ C_T = 0,050. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (27.88)^{3/4} = 0,60 \text{ sec}$$

D'après résultats obtenus par ETABS :

Le premier (01) mode de vibration donne une valeur de période égale a **0,74 sec**

On doit vérifiée que la période dynamique ( $T_{dyn}$ ) ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale ( $T$ )

Donc :

- $T_{calculé} = 0,74 \text{sec} < T_{empirique} = 1,30T = 0.79 \text{sec} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

**V.7.3 Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale « V » est appliqué à la base de la structure et doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales, selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Dans ce cas,  $A = 0.10$

Q : Facteur de qualité :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non, sa valeur est donné par le tableau suivant :

**Tableau V.2.: Pénalité à retenir pour le critère de qualité**

Critère q	$P_q$	
	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q_x = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,20$$

$$Q_y = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,20$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA 2003 en fonction du système de contreventement, en cas d'utilisation de

Systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées, il y a lieu d'adopter pour les coefficients R la valeur la plus petite, dans ce cas  $R = 4$

W : Poids totale du bâtiment, W est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure ;

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitation ;

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau suivant :

$\beta$  : 0,20

**Tableau V.3. : Coefficient de pondération**

Cas	Type d'ouvrage	$\beta$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, ... Salles de classes, ...	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archive, bibliothèques, réservoirs et ouvrage assimilés	1,00
5	Autre locaux non visés ci-dessus	0,60

Dans ce cas, le poids a été tiré directement du logiciel ETABS :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 3727.52 \text{ t}$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement «  $\eta$  » et de la période fondamentale de la structure « T ».

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

$T_1$  et  $T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, leurs valeurs sont donné par le tableau suivant :

Site	$S_1$	$S_2$	$S_3$	$S_4$
$T_1$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_2$	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau V.4 : Périodes associées à la catégorie de site

Le facteur de correction d'amortissement «  $\eta$  » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

### Calcul de D :

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 :

$$\text{Ou : } \begin{cases} A = 0,10 \\ Q = 1,20 \\ R = 4,0 \end{cases}$$

$T_1, T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site.

-Sol meuble  $\Rightarrow$  site 3 donc  $T_1 = 0,15$  sec et  $T_2 = 0,50$  sec.

Avec :

$T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site donnée par le tableau (4-7 ; RPA 99 V2003)

$$(\text{Site } S_3) \Leftrightarrow T_2 = 0,50\text{Sec} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \Rightarrow D_x = 2,5 \eta \left( \frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times \left( \frac{0,5}{0,48} \right)^{2/3} = 2,26$$

Donc :  $D_x = 2,26$

$$T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \Rightarrow D_y = 2,5 \eta \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times \left( \frac{0,5}{0,6} \right)^{2/3} = 1,95$$

Donc :  $D_y = 1,95$

**\* T2 ≤ T ≤ 3sec**

$$\Rightarrow D = 2,5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 (0,93) \left( \frac{0,50}{0,74} \right)^{2/3} = 1,80$$

$$\text{Donc : } V = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{0,10 \times 1,80 \times 1,20}{4} \times 3727,52 = 201,23 \text{ t}$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base «V<sub>t</sub>» 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.

**Sens X :**  $V_{t_x} = 195,05 \text{ t} > 0,80V = 161,02\text{t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

**Sens Y :**  $V_{t_y} = 209,26 \text{ t} > 0,80V = 161,02\text{t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

**V.9.Justification Vis A Vis Des déformations :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

**δ<sub>ek</sub>** : déplacement dû aux forces sismiques **Fi** (y compris l'effet de torsion)

**R** : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Tableau :V.5. Les déplacements relatifs inter étages

Niveaux	$\delta_{eK}^x$ (mm)	$\delta_{eK}^y$ (mm)	$\delta_K^x$ (mm)	$\delta_K^y$ (mm)	$\Delta_K^x$ (mm)	$\Delta_K^y$ (mm)	$0,1h_k$ (mm)	Remarque
ETAGE 8	16.7	15.9	66.8	63.6	8	8.4	30.6	<i>vérifiée</i>
ETAGE 7	14.7	13.8	58.8	55.2	8.8	8.4	30.6	<i>vérifiée</i>
ETAGE 6	12.5	11.7	50	46.8	8.8	8.8	30.6	<i>vérifiée</i>
ETAGE 5	10.3	9.5	41.2	38	9.2	8.8	30.6	<i>vérifiée</i>
ETAGE 4	8	7.3	32	29.2	8.8	8.4	30.6	<i>vérifiée</i>
ETAGE 3	5.8	5.2	23.2	20.8	8	7.2	30.6	<i>vérifiée</i>
ETAGE 2	3.8	3.4	15.2	13.6	7.2	6.4	30.6	<i>vérifiée</i>
ETAGE 1	2	1.8	8	7.2	5.2	0	30.6	<i>vérifiée</i>
RDC	0.7	1.8	2.8	7.2	2.8	7.2	34.0	<i>vérifiée</i>

### V.9.1. Justification Vis A Vis De L'effet P- $\Delta$

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$$

$P_K$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_K$ : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

$\Delta_K$ : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"



$h_K$ : Hauteur de l'étage "K"

- Si  $0,10 < \theta_K \leq 0,20$ , Les effets  $P-\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- Si  $\theta_K > 0,20$ , la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

On a :

$$F_x^i = \frac{(V_x - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} ; \quad F_y^i = \frac{(V_y - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Où :  $h_i$  (et  $h_j$ ) : Niveau du plancher i (ou j).

$W_{i(j)}$  : Poids du niveau i (ou j).

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau :V.6. Vérification de L'effet P-Δ**

Niveaux	Hi (m)	VX (KN)	VY (KN)	Wi (x) (KN)	Wi (y) (KN)	Fx (KN)	Fy (KN)	Vkx (KN)	Vky (KN)
ETAGE 8	27.88	460.1	488.1	4315.43	4315.43	94.30	100.04	94.30	100.04
ETAGE 7	24.82	833.3	880.3	4216.32	4216.32	148.55	156.93	242.85	256.96
ETAGE 6	21.76	1101.3	1156.9	4158.15	4158.15	169.75	178.32	412.59	435.28
ETAGE 5	18.7	1326.7	1388.8	4107.27	4107.27	173.58	181.71	586.17	616.98
ETAGE 4	15.64	1516.5	1583.9	4107.27	4107.27	165.95	173.32	752.12	790.31
ETAGE 3	12.58	1667.6	1738.2	4055.24	4055.24	144.92	151.05	897.04	941.36
ETAGE 2	9.52	1789.2	1862.4	4010.48	4010.48	116.37	121.13	1013.40	1062.48
ETAGE 1	6.46	1877.1	1955.3	4287.35	4287.35	88.56	92.25	1101.96	1154.73
RDC	3.4	1916	1999.5	4017.66	4017.66	44.58	46.53	1146.55	1201.26

Tableau :V.7. Vérification de L'effet P- $\Delta$ 

Niveaux	h (m)	V <sub>kx</sub> (KN)	V <sub>ky</sub> (KN)	P <sub>k</sub> (KN)	$\Delta_K^x$ (m)	$\Delta_K^y$ (m)	$\theta_x$	$\theta_y$
ETAGE 8	27.88	94.30	100.04	4315.43	0.008	0.0084	<b>0.0131</b>	<b>0.0130</b>
ETAGE 7	24.82	242.85	256.96	8531.75	0.0088	0.0084	<b>0.0125</b>	<b>0.0112</b>
ETAGE 6	21.76	412.59	435.28	12689.90	0.0088	0.0088	<b>0.0124</b>	<b>0.0118</b>
ETAGE 5	18.7	586.17	616.98	16797.17	0.0092	0.0088	<b>0.0141</b>	<b>0.0128</b>
ETAGE 4	15.64	752.12	790.31	20904.44	0.0088	0.0084	<b>0.0156</b>	<b>0.0142</b>
ETAGE 3	12.58	897.04	941.36	24959.68	0.008	0.0072	<b>0.0177</b>	<b>0.0152</b>
ETAGE 2	9.52	1013.40	1062.48	28970.16	0.0072	0.0064	<b>0.0216</b>	<b>0.0183</b>
ETAGE 1	6.46	1101.96	1154.73	33257.51	0.0052	0	<b>0.0243</b>	<b>0.0000</b>
RDC	3.4	1146.55	1201.26	37275.16	0.0028	0.0072	<b>0.0268</b>	<b>0.0657</b>

D'après les résultats obtenus et puisque les valeurs des  $\theta_K^x$  et  $\theta_K^y$  sont inférieure a 0,1 donc la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P- $\Delta$  (Stable).

A decorative border consisting of a continuous line of small, stylized house icons with gabled roofs and windows, framing the central text.

# CHAPITRE VI

## FERRAILLAGE DES PORTIQUES

## CHAPITRE VI

### ETUDE DES PORTIQUES

#### VI.1 Introduction :

L'étude sous charge verticales et horizontales, nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées. Le logiciel ETABS a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques

##### VI.1.1 Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont donnée ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrailés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

$$\begin{array}{l}
 - \text{ Poutres : } \left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91) : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2éme genre (RPA 99/2003) : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right. \\
 - \text{ Poteaux : } \left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91) : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2éme genre (RPA 99/2003) : } \begin{cases} G + Q \pm 1,2E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right.
 \end{array}$$

Avec :

**G** : Charges permanentes ;

**Q** : Charges d'exploitation ;

**E** : Effort sismique.

#### VI-Ferrailage des portiques:

##### VI -1-Les poutres :

###### ↳ a) Méthode de calcul :

En cas générale, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, donc on fait le calcul en flexion simple. Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1<sup>ier</sup> et du 2<sup>éme</sup> genre :

Sollicitations du 1<sup>er</sup> genre (BAEL 91) :

$$S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1}$$

Sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre (RPA 99/2003) :

$$\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}$$

$$\text{Si : } \begin{cases} \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} < 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p2} \\ \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} > 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1} \end{cases}$$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités ( $\gamma_s ; \gamma_b$ ).

$$\text{Pour la situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Pour la situation normale ou durable : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$$

### **VI.2.2 Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :**

D'après le RPA 99/2003 (article 7.4.2) on a :

- Section d'armature minimale :  $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$  ;
- Section d'armature maximale :  $\begin{cases} A_{max 1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max 2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$  ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $\begin{cases} 40\phi \text{ en zone I et II} \\ 50\phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans ce cas, le ferraillage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferraillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> genre sont résumées dans les tableaux suivants :

**Tableau-VI-1-Moments max des Poutres principales de rive**

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport	Moments de	T max
		M1	M2	M1/M2	calcul (KN.m)	(KN)
<b>Terrasse</b>	<b>Appuis</b>	28.67	80.58	0.35	80.58	105.77
	<b>Travées</b>	14.33	40.29	0.35	40.29	
<b>7<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup></b>	<b>Appuis</b>	31.47	89.85	0.35	89.85	115.88
	<b>Travées</b>	15.73	44.92	0.35	44.92	
<b>5<sup>eme</sup> a 3<sup>eme</sup></b>	<b>Appuis</b>	31.34	88.23	0.35	88.23	114.62
	<b>Travées</b>	15.03	48.39	0.31	48.39	
<b>RDC a02<sup>eme</sup></b>	<b>Appuis</b>	22.88	68.52	0.33	68.52	97.83
	<b>Travées</b>	1.79	51.22	0.03	51.22	

**Tableau-VI-2-Moments max des Poutres principales intermédiaires**

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport	Moments de	T max
		M1	M2	M1/M2	calcul (KN.m)	(KN)
<b>Terrasse</b>	<b>Appuis</b>	80.86	76.92	1.05	80.86	119.62
	<b>Travées</b>	40.43	38.46	1.05	40.43	
<b>7<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup></b>	<b>Appuis</b>	75.14	87.52	0.85	87.52	115.43
	<b>Travées</b>	44.28	43.76	1.01	44.28	
<b>5<sup>eme</sup> a 3<sup>eme</sup></b>	<b>Appuis</b>	66.15	82.64	0.80	82.64	112.60
	<b>Travées</b>	40.36	41.32	0.97	41.32	
<b>RDC a 02<sup>eme</sup></b>	<b>Appuis</b>	71.33	71.53	0.99	71.53	106.63
	<b>Travées</b>	35.67	35.76	0.99	35.76	

**Tableau-VI-3-Moments max des poutres secondaires de rive**

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport	Moments de	T max (KN)
		M1	M2	M1/M2	calcul (KN.m)	
<b>Terrasse</b>	<b>Appuis</b>	20.34	31.83	0.63	31.83	37.41
	<b>Travées</b>	10.17	15.91	0.63	15.91	
<b>7<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup></b>	<b>Appuis</b>	27.12	41.99	0.64	41.99	48.50
	<b>Travées</b>	13.56	20.99	0.64	20.99	
<b>5<sup>eme</sup> a 3<sup>eme</sup></b>	<b>Appuis</b>	24.13	40.16	0.60	40.16	46.56
	<b>Travées</b>	12.06	20.18	0.60	20.18	
<b>RDC a 02<sup>eme</sup></b>	<b>Appuis</b>	18.64	31.21	0.60	31.21	39.96
	<b>Travées</b>	9.32	15.60	0.60	15.60	

**Tableau-VI-4-Moments max des poutres secondaires intermédiaires**

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport	Moments de	T max (KN)
		M1	M2	M1/M2	calcul (KN.m)	
<b>Terrasse</b>	<b>Appuis</b>	21.83	27.61	0.79	27.61	35.91
	<b>Travées</b>	10.91	13.80	0.79	13.80	
<b>7<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup></b>	<b>Appuis</b>	25.46	33.26	0.76	33.26	40.67
	<b>Travées</b>	12.73	16.63	0.76	16.63	
<b>5<sup>eme</sup> a 3<sup>eme</sup></b>	<b>Appuis</b>	21.11	30.67	0.69	30.67	38.51
	<b>Travées</b>	10.55	15.33	0.69	15.33	
<b>RDC a 02<sup>eme</sup></b>	<b>Appuis</b>	13.13	22.07	0.59	22.07	28.47
	<b>Travées</b>	6.56	11.03	0.59	11.03	

**VI -1-1-Poutres principales de rive (35x40) cm<sup>2</sup> :**↳ **a) Armatures longitudinales :**

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\% (bxh) = 0,5 \times 35 \times 40 / 100 = \mathbf{7 \text{ cm}^2} \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\% (bxh) = 4 \times 35 \times 40 / 100 = \mathbf{56 \text{ cm}^2} \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max 2} = 6\% (bxh) = 6 \times 35 \times 40 / 100 = \mathbf{84 \text{ cm}^2} \text{ (zone de recouvrement)}$$

**b-1) En travée :**↳ **Etat limite ultime**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 1.79 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 51.22 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 0.03 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

**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 non préjudiciable
- $F_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{1,79 \cdot 10^3}{30 \cdot (36)^2 \cdot 18,48} = 0,024 < 0,392 \rightarrow A' s = 0$$

$$\beta = 0,988$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,79 \cdot 10^3}{0,988 \cdot 36 \cdot 400} = 1,58 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**b-2) En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{asp1} = 22.88 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{asp2} = 68.52 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{asp2}}{M_{asp1}} = 0,33 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$



$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{22,88 \cdot 10^3}{30 \cdot (36)^2 \cdot 18,48} = 0,31 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,985$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22,88 \cdot 10^3}{0,985 \cdot 36 \cdot 400} = 6,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### VI -1-1-1-poutres secondaires de rive (30x35)cm<sup>2</sup> :

↳ a) Armature longitudinale :

$$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t = 0,5 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{5,25 \text{ cm}^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{\max 1} = 4\% b \cdot h_t = 4 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{42 \text{ cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{\max 2} = 6\% b \cdot h_t = 6 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{63 \text{ cm}^2}$$
 (zone de recouvrement)

#### b-1) En travée :

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{t_{sp1}} = 9,32 \text{ KN.m}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{t_{sp2}} = 15,60 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{t_{sp2}}}{M_{t_{sp1}}} = 0,59 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (S_{p1})$$

#### Données :

- Largeur de la poutre  $b = 30 \text{ cm}$ .
- 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
- $F_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{9,32 \cdot 10^3}{30 \cdot (31,5)^2 \cdot 18,48} = 0,16 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,912$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,32 \cdot 10^3}{0,912 \cdot 31,5 \cdot 400} = 8,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### b-2) En appuis :

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{asp1} = 18,64 \text{ KN.m}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{asp2} = 31,21 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 0,59 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{61,421 \cdot 10^3}{30 \cdot (31,5)^2 \cdot 18,48} = 0,112 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,940$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{61,421 \cdot 10^3}{0,940 \cdot 31,5 \cdot 400} = 5,19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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-5-Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive**

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As (calculé)	As (min)	Choix	As
Terrasse	<b>Appuis</b>	75,566	5,55	7,00	3T14+2T12	7,70
	<b>Travées</b>	38,502	2,75		3T14	4,62
RDC a 08 <sup>eme</sup>	<b>Appuis</b>	83,963	6,22	7,00	3T14+2T12	7,70
	<b>Travées</b>	51,512	3,71		3T14	4,62

**Tableau-VI-6-Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires**

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As (calculé)	As (min)	Choix	As
Terrasse	<b>Appuis</b>	84,25	7,33	7,00	3T14+2T12	7,70
	<b>Travées</b>	50,601	4,24		3T14	4,62
RDC a 08 <sup>eme</sup>	<b>Appuis</b>	90,587	7,68	7,00	3T14+2T12	7,70
	<b>Travées</b>	61,365	5,20		3T14 + 2T12	6,88

**Tableau-VI-7-Récapitulation du ferraillage des poutres secondaires de rive**

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
Terrasse	<b>Appuis</b>	54,265	4,54	5,25	3T12 + 2T12	5,65
	<b>Travées</b>	57,39	4,82		3T12 + 2T12	5,65
RDC a 08 <sup>eme</sup>	<b>Appuis</b>	61,421	5,19	5,25	3T12 + 2T12	5,65
	<b>Travées</b>	77,986	6,71		3T12 fil + 3T12	6,78

**Tableau-VI-8-Récapitulation du ferraillage des poutres secondaires intermédiaires**

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
Terrasse	<b>Appuis</b>	72,163	6,16	5,25	3T12 + 3T12	6,78
	<b>Travées</b>	38,655	3,18		3T12	3,39
RDC a 08 <sup>me</sup>	<b>Appuis</b>	60,79	5,12	5,25	3T12 + 2T12	5,65
	<b>Travées</b>	34,717	2,85		3T12	3,39

**VI -1-2-Vérifications:**

**VI -1-2-1-Poutres principales (30x40) cm<sup>2</sup> :**

↳ a)Condition de non fragilité :

$A_{min} = 0,23bx dxft28/fe = 0,23x30x36x2,1/400 = 1,30 \text{ cm}^2.$

$A_{adoptée} > A_{min} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

{Contrainte tangente :  $\tau_u = T/(bx d) = 172,35x10^3/(300x360) = 1,60 \text{ Mpa}$

{Contrainte tangente admissible :  $\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}.$

$\tau_u = 1,60 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

↳ b)Calcul les armatures transversales :

**b-1) 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:**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (32,40; 40\text{cm}) \Rightarrow St=30\text{cm} \end{array} \right.$$

Zone nodale :  $St \leq \min (h/4 ; 12\Phi l ; 30\text{cm})$

$$St \leq \min (10 ; 16,8 ; 30\text{cm}) \Rightarrow St=10\text{cm}$$

Zone courante:  $St \leq h/2$

$$St \leq 20\text{cm} \Rightarrow St=15\text{cm}$$

**b-2) Section des armatures transversales :**

$$\frac{At \cdot fe}{b \cdot st \cdot \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots(*)$$

$k=1$  (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min (2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$Fe = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left( \frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(1,60 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,16 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

**b-3) Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max (0,8; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,8 \text{ Mpa}$$

$$\left( \frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,8 \times b}{fe} = \frac{0,8 \times 30}{235} = 0,10 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

De (1) et (2) :  $\left( \frac{At}{S_t} \right) \geq 0,16 \text{ cm}$  , on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où \quad At \geq 2,4 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 6\phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

**VI -1-2-2-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T_{max} = 172,35 \text{ KNM}_{app} = 90,587 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = M_{app} / Z = 90,587 / 0,9 \times 40 \times 10^{-2} = 251,63 \text{ KN} > 15,32 \text{ KN}$$

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

**VI -1-2-3--Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la biellette est :

$$\bar{\sigma}_b = F_b / S \quad F_b = T \sqrt{2} \quad \left( \text{l'état d'équilibre} \right)$$

$$\text{d'ou: } \bar{\sigma}_b = 2T / ab \quad \left\{ \begin{array}{l} S = a \times b / \sqrt{2} \end{array} \right.$$

a : Longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir  $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$ , mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différentes de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$2T / ab \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b \quad \Rightarrow a \geq 2T \gamma_b / 0,8 b f_{c28}$$

$$a \geq 2 \times 172,35 \times 1,5 / (0,8 \times 30 \times 25 \times 10) = 0,086 \text{ m} = 8,6 \text{ cm}$$

$$a' = b - 5 = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 25 \text{ cm}$$

$$a = 25 \text{ cm} > 8,6 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**VI -1-2-4-Entraînement des armatures :**

↳ **a) Vérification des contraintes d'adhérence :**

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

$\psi_s$ : coefficient de scellement  $\psi_s = 1,5$  pour H.A

T : Effort tranchant max T = 172,35 KN

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus n = 5

$\mu$  : Périmètre d'armature tendu  $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,2 = 3,768 \text{ cm}$

$$\tau_{u_{ser}} = 172,35 \times 10^3 / 0,9 \times 36 \times 3,768 \times 5 \times 10^2 = 2,82 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{u_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u_{ser}} = 2,82 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

↳ **b) Ancrage des armatures tendues :**

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

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 :  $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

↪ **c) Calcul des crochets :**

Crochets courants angle de  $90^\circ$

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 3 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 24,8 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 5,41 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 32,6 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 4,77 \text{ cm}$$

↪ **d) La longueur de recouvrement :**

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de :

- $40 \Phi$  en zone I et II
- $50 \Phi$  en zone III

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

**VI -1-3-Vérification des contraintes (ELS) :**

$$M_{ser} = 65,915 \text{ KN.m}$$

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

↪ **a) Position de l'axe neutre :**

$$by^2/2 - n.A (d-y) = 0$$

$$\Rightarrow 15y^2 + 138,6y - 4989,6 = 0 \Rightarrow y = 14,19 \text{ cm}$$

↪ **b) Moment d'inertie :**

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 94501,14 \text{ cm}^4$$

↪ **c) Contrainte maximale dans le béton comprimée  $\sigma_{bc}$ :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K..y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{65,915 \times 10^3}{794501,14} \times 14,19 = 9,90 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$\sigma_{bc} = 9,90 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$  .....condition vérifiée.

**VI-1-4-Vérification de la flèche :**

$M_{tsmax} = 61,37 \text{ KN.m}$ ,  $M_0 = (G+Q) l^2/8 = 68,69 \text{ KN.m}$  (à l'ELS )

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

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,0087 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,0087 > 0,089 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_e \Rightarrow 0,0086 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Une condition n'est pas vérifiée donc on doit calculer la flèche .

D'après BAEL 91 modifiée99 :  $f \leq f_{adm}$

**Avec:**  $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \rightarrow L_{max}$  : la portée maximal

Dans notre cas, on a :  $L_{max} = 4,51 \text{ m}$

$F_{adm} = \frac{4,51}{500} = 0,0092 m I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_{ut} (\frac{h}{2} - d')^2 \rightarrow d' = 0,1h$

$I_0 = \frac{0,30 \times 0,40^3}{12} + 15 \times 9,24 (\frac{0,40}{2} - 0,04)^2$

$I_0 = 3,55 m^4$

$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 d} = \frac{9,24 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,36} = 0,086$

$\lambda_i = \frac{0,05 ft_{28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3 \cdot \frac{0,30}{0,30}) 0,086} = 0,24$

$U^* = 1 - \frac{1,75 ft_{28}}{(4 \rho \delta st) + ft_{28}} = 0,97$

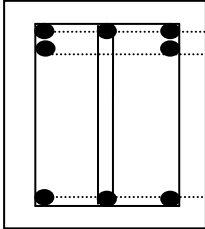
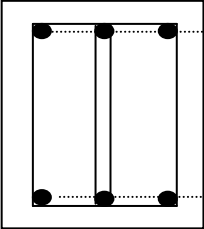
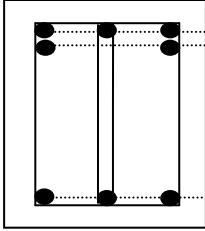
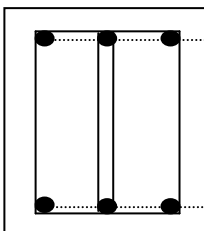
$IF_i = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i U^*)} = \frac{1,1 \times 3,55}{(1 + 0,24 \times 0,97)} = 3,16 m^4$

$f = \frac{M_{st} \cdot l^2}{10 E_i \cdot IF_i} = \frac{61,37 \times 10^{-3} \cdot 4,51^2}{10 \times 32164,2 \times 3,16} = 1,23 \cdot 10^{-6} \text{ m}$

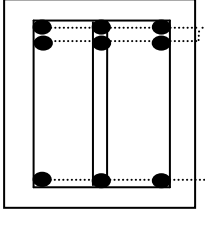
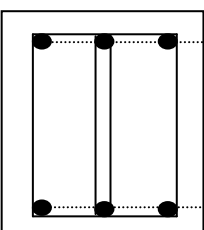
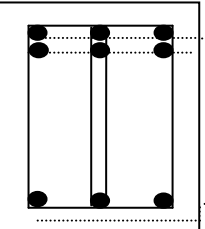
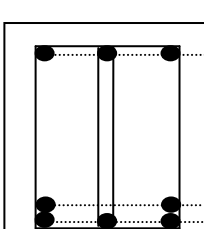
Avec :  $E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$

Donc :  $f = 1,23 \cdot 10^{-4} \text{ cm} \leq f_{adm} = 0,902 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

Poutres principale de rives (30x40)

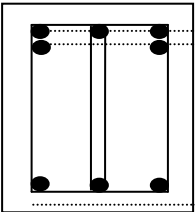
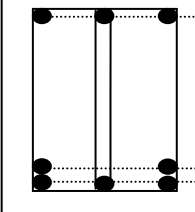
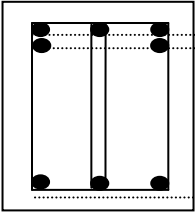
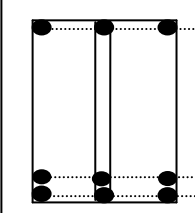
Niveaux	En appuis	En travées
Terrasse	 <p>3T14 fil +2T12chap 3T14</p>	 <p>3T14 fil 3T14</p>
(R.D.C à 7 <sup>ème</sup> )	 <p>3T14 fil +2T12chap 3T14</p>	 <p>3T14 fil 3T14</p>

Poutre principale intermédiaires (30x40) cm<sup>2</sup>

Niveaux	En appuis	En travées
Terrasse	 <p>3T12 chap 3T14</p>	 <p>3T14 fil 3T14</p>
(R.D.C à 7 <sup>ème</sup> )	 <p>3T14 fil +2T14chap 3T14 fil</p>	 <p>3T14 fil 3T14 fil +2T12chap</p>



Poutres secondaires de rives (30x35) cm<sup>2</sup>

Niveaux	En appuis	En travées
Terrasse	 <p>3T12fil +2T12chap 3T12fil</p>	 <p>3T12fil 3T12fil +2T12 renf</p>
(R.D.C à 7 <sup>ème</sup> )	 <p>3T12fil 3T12fil</p>	 <p>3T12 fil 3T12fil +3T12chap</p>

Poutres secondaires intermédiaires (30x35)

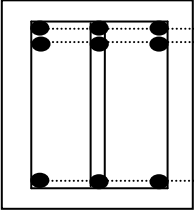
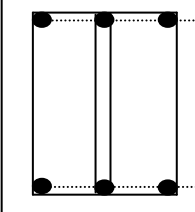
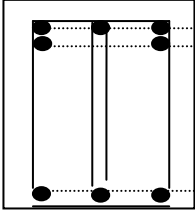
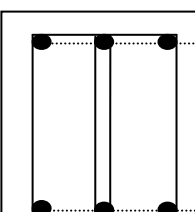
Niveaux	En appuis	En travées
Terrasse	 <p>3T14 fil + 3T14</p>	 <p>3T12 fil 3T14</p>
(R.D.C à 7 <sup>ème</sup> )	 <p>3T12fil 3T12</p>	 <p>3T12 fil 3T12</p>

Figure-VI-1-Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.

**VI -2-Ferraillage des poteaux :**

**VI -2-1-Méthode de calcul :**

a) Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité  $\gamma_s ; \gamma_b$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{Situation normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases} \end{array} \right.$$

**VI -2-2-Ferraillage exigé par R.P.A 99(version 2003) :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIa)

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6 % en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø (zone IIa)

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres seront mis dans un tableau

Tableau-VI-9-les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003)

Poteaux	Amin=0,8 %xS	Amax1=4%xS	Amax2=6%xS
(50x50) cm <sup>2</sup>	20,00	100,00	150,00
(45x45) cm <sup>2</sup>	16,20	81,00	121,50
(40x40) cm <sup>2</sup>	12,80	64,00	96,00

**VI -2-2-Exemple de calcul :**

Section (50x50) cm<sup>2</sup>

**VI -2-2-1Sens longitudinale :**

Données :

- Largeur du poteau b= 50 cm.
- hauteur de la section ht = 50 cm.
- Hauteur utile des aciers tendus d = ht-c= 47.5 cm
- Contrainte des aciers utilisés fe = 400 Mpa
- Contrainte du béton à 28 jours fc28 = 25 Mpa
- Contrainte limite de traction du béton ft28 = 2,1Mpa.
- Fissuration peu préjudiciable

**VI -2-2-3-Combinaison du 1ére genre :**

**Nmax = 2114.9 KN Mcorresp = 67.41KN. m**

↳ **a-1) Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 0,0032 m$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 2114.9 x \left( 0,45 - \frac{0,50}{2} + 0,0032 \right) = 416.21 KN.m$$

↳ **a-2) Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 x fbcxb. h \\ Mu \leq Nu. d (1 - 0,514Nu/b. d. fbc) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu=2114.91KN < 2869,43KN.....Condition vérifiée. \\ Mu=416.21KN.m < 602,95KN.m..Condition vérifiée. \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires (A1=A'1=0).

**Nmin = 350.80KN Mcorresp = 25.20 KN.m**

↳ **b-1) Détermination le centre de pression :**

$e = M/N = 0.07 m$

$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 350.8 \left( 0,45 - \frac{0,50}{2} + 0.07 \right) = 145.58 KN.m$

↳ **b-2) Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ Mu \leq Nu . d \left( 1 - 0,514 Nu / b . d . fbc \right) \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} Nu = 350.80 KN < 2869.43 KN \dots \text{Condition vérifiée} \\ Mu = 145.58 KN.m < 602.92 \text{ condition} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ( $A_2 = A'_2 = 0$ ).

**Ncorresp = 1873.6 KN Mmax = 68.59KN.m**

↳ **C-1) Détermination le centre de pression :**

$e = M/N = 0,037 m$

$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1873.6 \left( 0,45 - \frac{0,50}{2} + 0.037 \right) = 305.4 KN.m$

↳ **c-2) Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ Mu \leq Nu . d \left( 1 - 0,514 Nu / b . d . fbc \right) \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} Nu = 1873.6 KN < 2869.43 KN \dots \text{Condition vérifiée} \\ Mu = 305.4 KN.m < 432,17 KN.m \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_3 = A'_3 = 0$ ).

VI -2-2-4-Combinaisons du 2eme genre :

**Nmax = 2114.9 KN Mcorresp = 67.41KN.m**

↳ **a-1) Détermination le centre de pression :**

$e = M/N = 0.0032 m$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 380.68 \left( 0,45 - \frac{0,50}{2} + 0.15 \right) = 133.23KN.m$$

↪ **a-2) Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d \left( 1 - 0,514Nu/b.d.fbc \right) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 1821.01KN < 2869,43KN..Condition\ vérifiée. \\ Mu = 373.85KN.m < 536,55KN.m..Condition\ vérifiée. \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ( $A_4 = A'_4 = 0$ ).

$$Nmin = 380.68KN \quad Mcorresp = 59.97KN.m$$

↪ **b-1) Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 0.15m$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1821,01 \left( 0,45 - \frac{0,50}{2} + 0,0053 \right) = 133,23KN.m$$

↪ **b-2) Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d \left( 1 - 0,514Nu/b.d.fbc \right) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 380.68KN < 2869,45KN...Condition\ vérifiée. \\ Mu = 133,23KN.m < 261,22...Condition\ non\ vérifiée. \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ( $A_5 = A'_5 = 0$ ).

$$Ncorresp = 956,02 KN \quad Mmax = 55,843 KN.m$$

↪ **c-1) Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 0,058 m$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 956,02 \left( 0,45 - \frac{0,50}{2} + 0.058 \right) = 270,55KN.m$$

↪ **c-2) Vérifications si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d \left( 1 - 0,514Nu/b.d.fbc \right) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 956,02 KN < 2869,43KN...Condition\ vérifiée \\ Mu = 270,558KN.m < 363,90KN.m..Condition\ vérifiée. \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_6=A'_6=0$ ).

**Section adoptée :**

$$A_{min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{min}) = \max(0, 0, 0, 0, 0, 0, 20) = 20 \text{ cm}^2$$

On adopte **12T16=24,13 cm<sup>2</sup>**

**VI -2-2-5-Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_{max}=52.61 \text{ KN (50x50)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \times d) = 52.61 \times 10^3 / (500 \times 450) = 0,23 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0,23 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

VI -2-2-6-Calcul des armatures transversales :↪ **a) 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:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

-**V<sub>u</sub>** : Effort tranchant de calcul

-**h<sub>1</sub>** : hauteur totale de la section brute

-**f<sub>e</sub>** : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

-**ρ<sub>a</sub>** : Coefficient correcteur égal à 2,5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$  et à 3,5 dans le cas contraire.

-St : Espacement des armatures transversales.

↳ **b) Espacement :**

D'après le R.P.A 99 (version2003) on a :

-En zone nodale :  $St \leq \min (10 \varnothing_L ; 15cm) = 15 \text{ cm}$  Soit  $S_t = 10cm$ .

-En zone courante :  $St \leq 15 \varnothing_L = 30 \text{ cm}$  Soit  $St = 15cm$ .

**VI -2-2-7-Calcul de l'élancement géométrique  $\lambda_g$  :**

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec:  $L_f$  , Longueur de flambement du poteau.

$b$  : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \times 3,06 / 0,5 = 4,28$$

$$\lambda_g = 4,28 < 5 \Rightarrow \rho_0 = 3,75$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \times 3,75 \times 24,68 \times 10}{50 \times 235} = 1,18 \text{ cm}^2$$

**VI -2-2-8-Quantité d'armatures transversales minimales :**

$A_t / t \cdot b$  en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 4,28 < 5 \dots \dots \dots 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow 0,25 \%$$

$$\text{Alors : Zone nodale : } A_t = 0,0025 \times 10 \times 50 = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t = 0,0025 \times 15 \times 50 = 1,87 \text{ cm}^2$$

On adopte: **4  $\Phi$  8** soit **S = 2,01 cm<sup>2</sup>**

**VI -2-2-9-Vérification de la section minimale d'armatures transversales :**

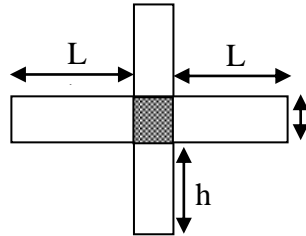
$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{MPa}) = 0,4 \text{MPa}$$

$A_t \geq 0,4 \cdot St \cdot b / f_e$  ; Ronds lisses  $\rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$

$$A_t \geq 0,4 \times 10 \times 50 / 235 = 0,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**VI -2-2-10-Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.



**Figure-VI-2-zone nodale**

$$\left\{ \begin{aligned} h' &= \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm} \right) = \text{Max} \left( \frac{303}{6}; 50; 50; 60 \right) = 60 \text{ cm} \\ L' &= 2 \cdot h = 2 \times 50 = 100\text{cm} \end{aligned} \right.$$



Tableau-VI-10-Calcul de ferrailage des poteaux

	Efforts	Valeur en KN ; KN.m	AS(calculer) (cm <sup>2</sup> )	AS(min) (cm <sup>2</sup> )	Choix	AS(cm <sup>2</sup> )
<b>(50x50) cm<sup>2</sup></b>	<b>N<sub>max</sub></b>	2114.9	0,00	20,00	<b>12T16</b>	24,13
	<b>M<sub>corr</sub></b>	67.41				
	<b>N<sub>min</sub></b>	350.80.	0,00			
	<b>M<sub>corr</sub></b>	2.52				
	<b>M<sub>max</sub></b>	68.59	0,00			
	<b>N<sub>corr</sub></b>	1873.6				
<b>(45x45) cm<sup>2</sup></b>	<b>N<sub>max</sub></b>	1361.6	0,00	16,2	<b>4T16 + 8T14</b>	20,36
	<b>M<sub>corr</sub></b>	63.67				
	<b>N<sub>min</sub></b>	2.00	0,00			
	<b>M<sub>corr</sub></b>	20.37				
	<b>M<sub>max</sub></b>	82.62	0,00			
	<b>N<sub>corr</sub></b>	203.4				
<b>(40x40) cm<sup>2</sup></b>	<b>N<sub>max</sub></b>	606.10	0,00	12,8	<b>12T14</b>	18,47
	<b>M<sub>corr</sub></b>	57.73				
	<b>N<sub>min</sub></b>	7.1	0,00			
	<b>M<sub>corr</sub></b>	29.9				
	<b>M<sub>max</sub></b>	74.47	0,00			
	<b>N<sub>corr</sub></b>	47.10				

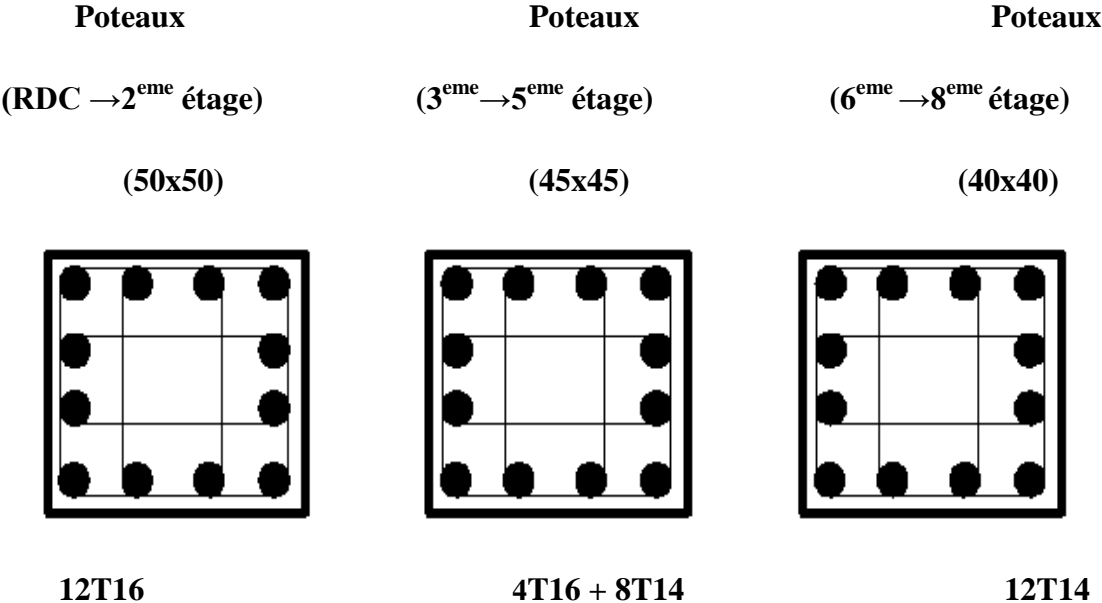


Figure-VI-3-Dessin de ferrillages des sections des poteaux

A decorative border consisting of a continuous line of small, stylized house icons with gabled roofs and windows, framing the central text.

# CHAPITRE VII

## ETUDE DES VOILES

## CHAPITRE VII

### Etude des voiles

#### VII.1.Introduction:

Le voile ou le 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 est plus, cette dernière doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique à la figure.

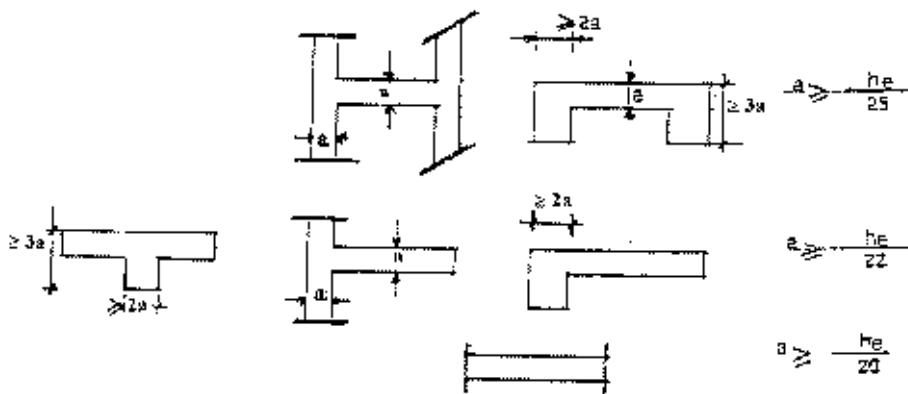


Fig. 7.8 : Coupes de voiles en plan

Pour notre structure, la hauteur d'étage est de 3.57 m en rez-de-chaussée et 3.23 m en premier étage jusqu'au terrasse. À cet effet, l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante :

- $e \geq h_e / 25$
- $e \geq 357/25 \geq 14.28$  cm en prend 20 cm

#### VII.2.Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique). En effet, ce dernier est conseillé en zones sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

##### 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 l'effet sismique conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

**c) 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 :

- 1)  $G + Q \pm E$  (vérification du béton)
- 2)  $0,8G + E$  (calcul des aciers de flexion)

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

**d)La méthode de calcul :**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

**1<sup>er</sup> cas :**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

**2<sup>eme</sup> cas :**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$  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 R.P.A 99 (version 2003).

- Si :  $A_v < A_{\min} = 0,15 \%$  a.L, on ferraille avec la section minimale.

- Si :  $A_v > A_{\min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

**3<sup>eme</sup> cas:**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

**VII.3. Armatures verticales :**

Elles sont disposées en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

**VII.4. 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 de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

**VII.5. 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.

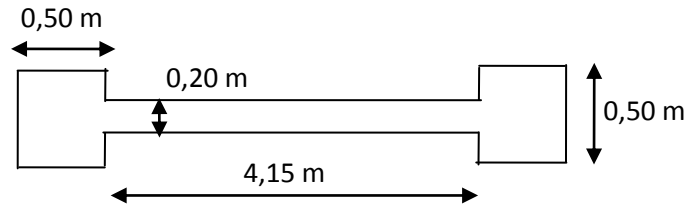
Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

**VII-4- Ferrailage des voiles :**

**VII-4-1-Exemple de calcul :**

**Epaisseur du voile :**

**a = 20 cm**



$A = 1,33 \text{ m}^2$

$I = \frac{a L^3}{12} = \frac{0,2 \times 4,15^3}{12} = 1,21 \text{ m}^4$

$V = 2,09 \text{ m}$

$N = 1671,69 \text{ KN}$

$M = 3158,484 \text{ m}$

**VII-4-2-Détermination des contraintes :**

$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$

$\sigma_1 = \frac{1671,69 \times 10^{-3}}{1,33} + \frac{3158,484 \times 10^{-3} \times 2,09}{1,21} = 6,71 \text{ MPa}$

$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$

$\sigma_2 = \frac{1671,69 \times 10^{-3}}{1,33} - \frac{3174,228 \times 10^{-3} \times 2,09}{1,21} = -4,19 \text{ MPa}$

On a : ( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

**VII-4-3-Calcul des armatures verticales (0,8G ± E) :**

$N = 1292,45 \text{ KN}$

$M = 3162,991 \text{ m}$

$T = 519,05 \text{ KN}$

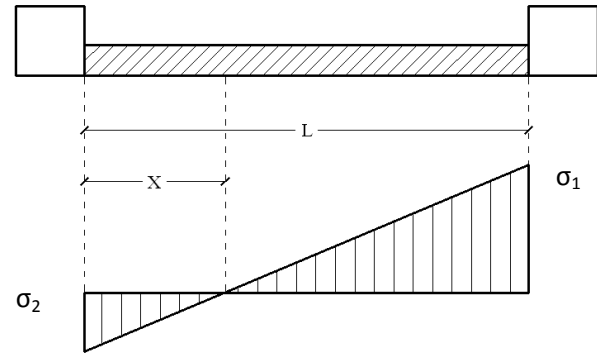
$$\sigma_1 = \frac{1292,45 \times 10^{-3}}{1,33} + \frac{3162,991 \times 10^{-3} \times 2,09}{1,21} = 5,31 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{1292,45 \times 10^{-3}}{1,33} - \frac{3158,484 \times 10^{-3} \times 2,09}{1,21} = -3,37 \text{MPa}$$

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L$$

$$\Rightarrow X = \frac{3,37}{5,31 + 3,37} \times 4,18$$

$$\Rightarrow X = 1,62 \text{m}$$



**VII-5-Ferraillage :**

**VII-5-1-Effort de traction :**

$$F = |\sigma_2| \times a \times \frac{X}{2} = 3,37 \times 10^6 \times 0,20 \times \frac{1,62}{2} = 545940 \text{ N}$$

$$A_v = \frac{F}{\sigma_e} = \frac{545940}{400} \times 10^{-2} = 13,64 \text{cm}^2$$

Pour un mètre de longueur on a :

$$A_v = \frac{13,65 \times 100}{162} = 8,42 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Selon le R.P.A 99 (version 2003) :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de

couture dont la section doit être calculée avec la formule :  $A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times V}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times 519,05 \times 10}{400} = 19,98 \text{cm}^2$$



Soit la section par un mètre linéaire :

$$A_{vj} = \frac{19,98 \times 100}{285} = 7,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc la section d'armature qu'on doit tenu en compte

$$A_v = 11,35 + 19,98 = 31,33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**VII-5-2-Pourcentage minimal d'armature :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.

$$A_{\min} = 0,20\% . a . L_T$$

D'où :  $L_T$  c'est la longueur tendue

$$A_{\min} = 0,0020 \times 20 \times 162 = 6,48 \text{ cm}^2$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ( $L = 1 \text{ m}$ )

$$A_{\min} = \frac{6,48 \times 100}{162} = 4,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

↳ **a) Le diamètre :**

$$D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)}$$

$$D \leq (1/10) \times 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : **D= 12 mm**

↳ **b) L'espacement:**

-Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min\{2.a , 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{40 , 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min\{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

Donc :  $St \leq \min \{St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement de 20 cm (zone courante)

En zone nodale, selon RPA 99 v.2003

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

On adopte un espacement de **10 cm** (zone d'about)

↳ **c) Choix d'aciers verticaux :**

On adopte deux nappes en **2(6 T 14 /ml ) soit  $A_s = 18,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$**

**VII-5-3-Vérification de la contrainte de cisaillement  $\tau_b$  :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (RPA 99 v.2003).

-La contrainte de cisaillement est :  $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$  , D'ou :  $\bar{V} = 1.4 V_{u \text{ calcul}}$

Avec ;

$V_u$  : l'effort tranchant à la base du voile.

$b_0$  : épaisseur de voile.

$d$  : hauteur utile,  $d = 0,9h$

$h$  : hauteur totale de la section brute,  **$h=400 \text{ cm}$**

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 519,05 \times 10}{20 \times 400 \times 0,9} = 1,01 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 1,01 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

**VII-5-4-Calcul des armatures horizontales :**

La section  $A_t$  des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot k}{0,8 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$K = 1 + \frac{3(N_u / B)}{f_{c28}} \quad \text{En flexion composée où } N > 0 \text{ (compression), } B : \text{ section du béton}$$

$$K = 1 + \frac{3(1292,45 \times 10^3 / 20 \times 400 \times 10^2)}{25} = 1,19$$

$$\text{Donc : } \frac{A_T}{S_t} \geq \frac{(0,63 - 0,3 \times 2,1 \times 1,19)20}{0,8 \times 400 \times (\cos 90 + \sin 90)} = 0,01 \text{ cm}$$

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

10,15% de la section du voile considérée si :  $\tau_b \leq 0,025f_{c28}$ .

0,25% de la section du voile considérée si :  $\tau_b > 0,025f_{c28}$

$$\tau_b = 1,01 \text{ Mpa} > 0,025f_{c28} = 0,625 \text{ Mpa} \Rightarrow A_h = 0,0025(b \times S) = 5,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit **5T12/ml** de Calcul hauteur (**As=5,65cm<sup>2</sup>**) avec un espacement de **20cm**

$$\frac{A_T}{S_t} = \frac{5,65}{20} = 0,28 \text{ cm} \geq 0,01 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**VII-5-5- des armatures transversales :**

D'après le D.T.R.-B.C.-2,42 (règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m<sup>2</sup> au moins; on prend donc **4φ 6 par m<sup>2</sup>**.

**VII-5-5-1Disposition des armatures transversales:**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

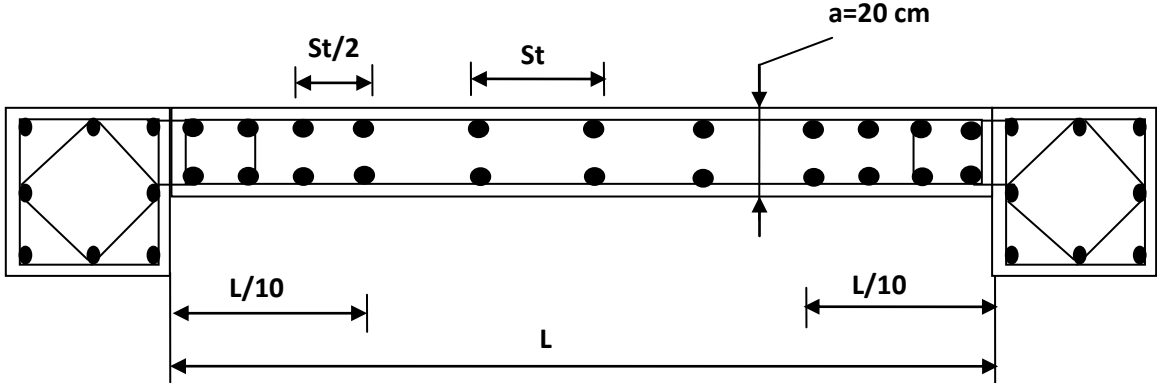


Figure-VII-1-Disposition des armatures dans les voiles.

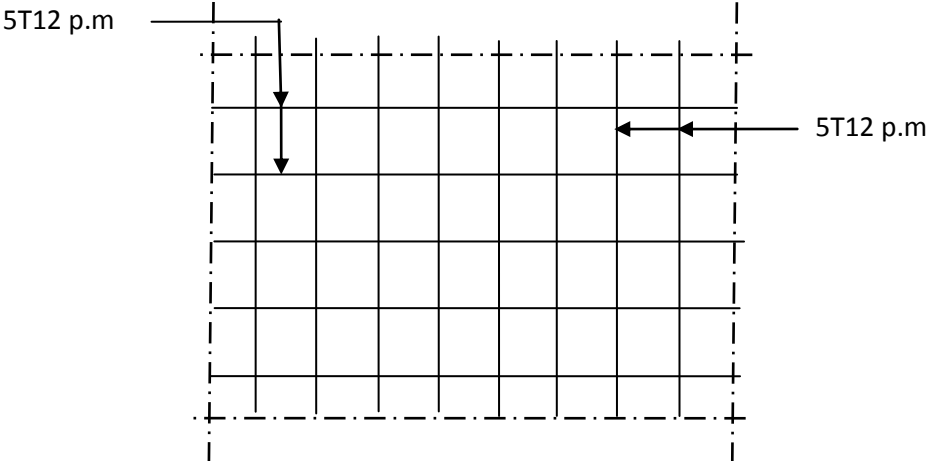
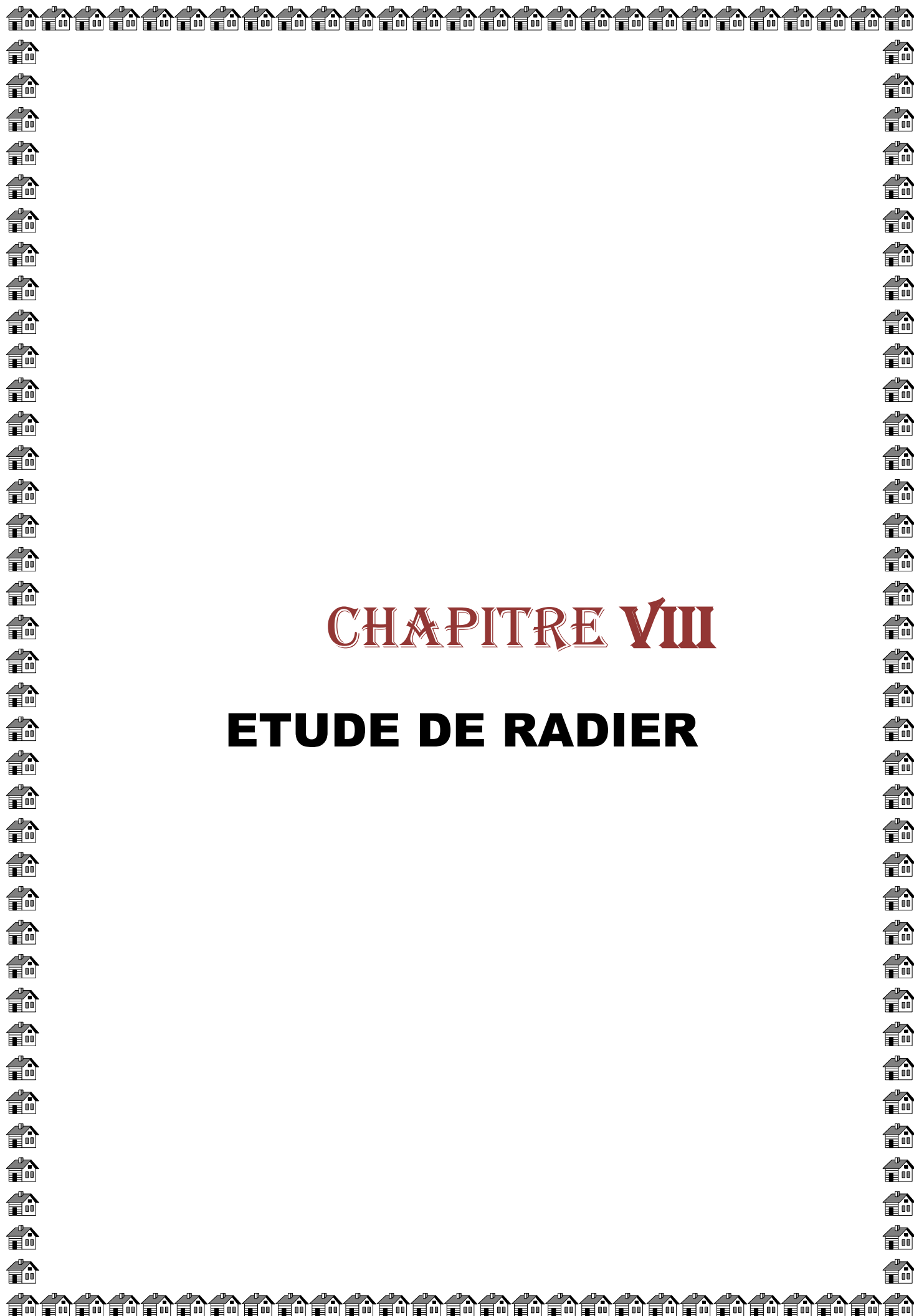


Figure-VII-2-Disposition du ferrailage du voile.



# CHAPITRE VIII

## ETUDE DE RADIER

## CHAPITRE VIII

### Etude Du Radier

#### VIII-Fondations (radier général) :

##### VIII-1-Introduction :

On appelle fondations, la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain d'assise et qui a pour rôle de transmettre à celui-ci toutes les charges et les surcharges supportées par cet ouvrage.

Les fondations doivent assurées deux fonctions essentiellement :

- reprendre les charges et les surcharges supporté par la structure.
- transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Les fondations doivent être en équilibre sous :

- les sollicitations dues à la superstructure.
- les sollicitations dues au sol.

Le calcul des fondations se fait comme suit.

1- Dimensionnement à l'E.L.S:G+Q.

2- Ferrailage à l'E.L.U :1,35 G+ 1,5 Q

3- Vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel :  $\begin{cases} G+Q+E \\ G\pm 0,8 E \end{cases}$

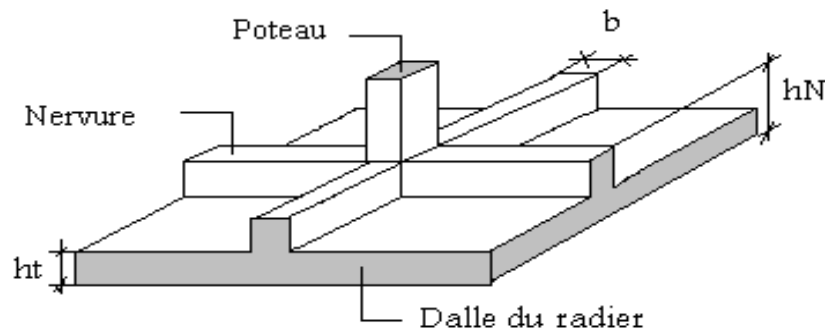
4- Vérification de la condition suivante :  $S_{\text{semelle}} / S_{\text{bâtiment}} \geq 50 \%$

##### VIII-2-Choix du type des fondations :

Le cas le plus souvent pour les bâtiments élevés la transmission des charge au sol est assuré par des radiers généraux d'où les semelles isolées et semelles filantes non admit même les semelles filantes croisées à cause du chevauchement de ces éléments de genre unique ou combiné ce qu'il nous conduite de parcourir au radier générale

##### Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges a transmises tout en en résistant aux contraintes de sol.



**Figure-VIII-1-Radier général**

### Calcul du radier:

- un radier c'est une semelle unique de très grandes dimensions commun entre tous les poteaux et voiles supportant toute la construction.

- Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

### VIII-3-Pré-dimensionnement du radier :

Le radier général supporte la somme des charges permanentes est charges d'exploitations du à la superstructure

$$G_T = \sum_{i=1}^{12} G_i$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^{12} Q_i$$

Avec  $G_T$  : la charge permanente totale.

$Q_T$  : la charge d'exploitation totale.

### Combinaison d'actions :

à L'E.L.U:  $N_U = 5171,55 \text{ t}$

à L'E.L.S:  $N_{ser} = 3781,26 \text{ t}$

### VIII-3-1Surface minimale du radier :

$$\text{On a : } \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{3781,26}{2 \times 10} = 189,32 \text{ m}^2$$

On prend un débord de 80 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise **S radier = 454,08 m<sup>2</sup>**.

**VIII-3-2Pré dimensionnement du radier :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

**a) Condition forfaitaire :**

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 5,02 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 20,08 \text{ cm} \leq d \leq 25,1 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

**b) Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

Avec ; **V<sub>u</sub>** : l'effort tranchant ultime d'une bande de un mètre linéaire.

$$V_u = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{1m.(Nu / s).L}{2} = \frac{1.(5171,554 / 458,39).5,02}{2} = 28,32t$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{28,32 \times 10^2}{0,06 \times 25 \times 100} = 18,88 \text{ cm} \dots \dots \dots (02)$$

De (01) et (02) on a  $d \geq 28,15 \text{ cm}$

Donc :  $h \geq d+c= 18,88+5=23,88\text{cm}$

**Soit : d=36 cm , h= 40 cm**

**VIII-3-3-Dimensionnement des poutres de libage :**

Comme le radier est considéré comme un élément rigide ,la poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 55,78 \text{ cm} \leq h \leq 83,67 \text{ cm}$$

On prend comme dimension :  $\begin{cases} \mathbf{h=80cm, d=72cm} \\ \mathbf{b= 50cm} \end{cases}$

**VIII-3-4-Vérification des contraintes :**

On doit vérifier la de sol sous radier a L'ELS sous l'action de la superstructure ainsi son poids propre et compris les nervures.

**Poids propre du radier :**

**Dalle :**  $G_{\text{radier}} = \gamma_b (h_r \times S_r) = 2,5(0,4 \times 458,39) = 458,39t$

**Nervure :**  $G_{\text{nervure}} = \gamma_b ((h_p - h_r) \times b_p \times \sum L_i) = 2,5((0,7 - 0,4) \times 0,50 \times 223,44) = 83,79 t$



$$N_{\text{ser-T}} = N_{\text{ser}} + G_{\text{radier}} + G_{\text{nervure}} = 3781,26 + 458,39 + 83,79 = 4323,44 \text{ t}$$

$$\frac{N_{\text{ser-T}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{4323,44}{458,39} = 9,43 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2 = 2\text{bar} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**La longueur élastique :**

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec: I : Inertie de la poutre :  $I = bh^3/12 = 0,5 \times (0,80)^3 / 12 = 0,021 \text{ m}^4$ .

E : module d'élasticité du béton,  $E = 3216420,0 \text{ t/m}^2$ .

b : largeur de la poutre  $b=0,50\text{m}$ .

K : coefficient du raideur de sol  $k = 1000 \text{ t/m}^2 (\sigma = 2 \text{ bar})$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,02}{1000 \times 0,5}} = 4,76 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 4,76\text{m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 7,47\text{m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$L_{\text{max}}$  : la longueur maximale entre nues des poteaux.

Donc la poutre de libage se calcule, comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

**VIII-4-Evaluation des charges pour le calcul du radier :**

↳ a) Pour le Ferrailage

$$\blacktriangleright \sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x \times V_x}{I_x}$$

$$N_{u-T} = N_u + 1,35(G_{\text{radier}} + G_{\text{nervure}})$$

$$N_{u-T} = 5171,55 + 1,35(458,39 + 83,79) = 5903,49 \text{ t}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N_{u-T}}{S_r} = \frac{5903,49}{458,39} = 12,88 \text{ t/m}$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,4 = 1,00 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 12,88 - 1,00 = 11,88 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge en « m<sup>2</sup> » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q_u = 11,88t/m^2$$

↳ **b) Pour la vérification :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x \times V_x}{I_x}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{3781,26}{458,39} = 8,24t/m$$

$$\sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,4 = 1,00 t/m^2$$

$$\rightarrow \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 82,49 - 1,00 = 7,24 t/m^2$$

$$Q_{ser} = 7,24 t/m^2$$

**VIII-5-Ferraillage du radier :**

**VIII-5-1-1-Ferraillage des dalles :**

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis  $L_x$  et  $L_y$  avec  $L_x \leq L_y$ .

Pour le ferraillage des dalles on a deux cas :

1.1-1<sup>ère</sup> cas :

Si :  $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$  La dalle portante suivant les deux directions.

1. a-Les moments sont données par :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

1. b-Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

1. c-Moment sur appuis :

$$M_a = 0,4 M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5M_o \dots \dots \dots \text{appuis intermédiaire}$$

1.2-2<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)

1.3-Exemple de calcul :

$$\alpha = L_x/L_y = 3,68/4,05 = 0,92 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\alpha = 0,92 \Rightarrow \mu_x = 0,0437 ; \mu_y = 0,8251.$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0437 \times 11,88 \times (3,68)^2 = 7,03 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_x$$

$$M_{0y} = 0,8251 \times 7,03 = 5,80 \text{ t.m}$$

3.1-En travée :

1. a-Sens x (inter):

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 7,03 = 5,27 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,27 \cdot 10^4}{100(36)^2 \cdot 14,17} = 0,028 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,27 \cdot 10^4}{0,986 \cdot 36 \cdot 348} = 4,26 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 6T12 / ml, A = 6,79 cm<sup>2</sup>/ml, S<sub>t</sub> = 16 cm

1. b-Sens-y :( rive )

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 5,80 = 4,35 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,35 \cdot 10^4}{100(36)^2 \cdot 14,17} = 0,024 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,35 \cdot 10^3}{0,988 \cdot 36 \cdot 348} = 3,51 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 6T12 / ml, A = 6,79 cm<sup>2</sup>/ml, S<sub>t</sub> = 16 cm

### 5.1-1-Vérification des contraintes à l'E.L.S:

En travée (dans les deux sens):

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

$$by^2/2 - 15As(d - y) = 0 ; As = 6,79 \text{ cm}^2 ; M=6,22 \text{ KN.m}$$

$$50y^2 + 101,85y - 3666,6 = 0 \Rightarrow y = 7,60 \text{ cm}$$

↳ b) Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta As(d - y_1)^2 = \frac{100(7,60)^3}{3} + 15 \times 6,79(36 - 7,6)^2$$

$$I = 96780,67 \text{ cm}^4$$

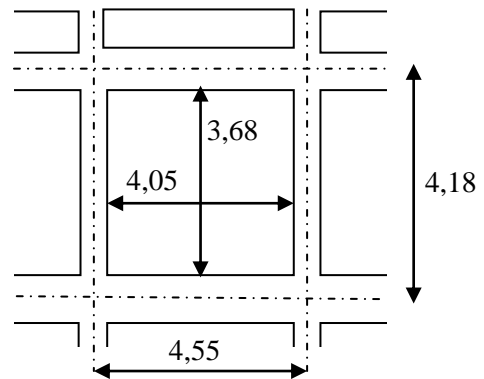


Figure-VIII-2-Schéma du panneau le plus défavorable

↳ c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{6,22 \times 10^4}{96780,67} \times 7,60 = 4,88 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,887 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition.. vérifiée}$$

↳ d) Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :

Pour une fissuration préjudiciable, on a:

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

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{6,22 \times 10^4}{96780,67} (36 - 7,6) = 273,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 273,79 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Donc on doit augmenter la section d'armatures tractées

Soit : **6T16 / ml** , **A = 12,06 cm<sup>2</sup>/ml** , **S<sub>t</sub> = 16cm**

Ce qu'il donne :

$$y_1 = 9,75 \text{ cm}$$

$$I = 1155546,72 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3,90 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 157,45 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

3.2-En appuis :

2. a-Sens x :

$$M_{ax} = 0,5M_{ox} = 0,5 \times 11,56 = 5,78 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{5,78.10^4}{100(36)^2.14,17} = 0,031 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,031 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{5,78.10^4}{0,985.36.348} = 4,68 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 6T12 / ml,  $A_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ,  $S_t = 20 \text{ cm}$

2. b-Sens-y :

$$M_{ay} = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 9,53 = 4,77 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{4,77.10^4}{100(36)^2.14,17} = 0,026 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{4,77.10^4}{0,987.36.348} = 3,85 \text{ cm}^2.$$

On adopte 6T12 / ml,  $A = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ,  $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

**5.1-2-Vérification des contraintes à l'E.L.S:**

**En appuis (dans les deux sens):**

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

$$by^2/2 - 15A_s(d - y) = 0 ; A_s = 6,79 \text{ cm}^2 ; M = 4,15 \text{ KN.m}$$

$$50y^2 + 70,65y - 2543,4 = 0 \Rightarrow y = 6,46 \text{ cm}$$

↳ **b) Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + \eta A_s(d - y_1)^2 = \frac{100(6,46)^3}{3} + 15 \times 6,79(36 - 6,46)^2$$

$$I = 70636,21 \text{ cm}^4$$

↳ **c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{4,15 \times 10^4}{70636,21} \times 6,46 = 3,80 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_c = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,80 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition..vérifiée}$$

↳ **d) Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

Pour une fissuration préjudiciable, on a:

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

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{4,15 \times 10^4}{70636,21} (36 - 6,46) = 260,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 260,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Donc on doit augmenter la section d'armatures tractées

Soit : **6T14 / ml** , **A = 9,24 cm<sup>2</sup>/ml** , **S<sub>t</sub> = 16cm**

Ce qu'il donne :

$$y_1 = 8,70 \text{ cm}$$

$$I = 125247,29 \text{ cm}^4$$

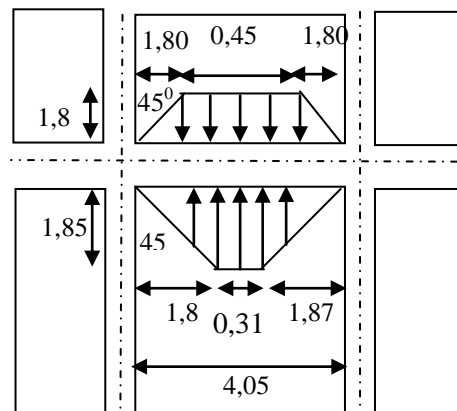
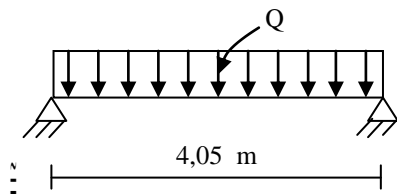
$$\sigma_{bc} = 2,88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 135,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**VIII-6-Ferraillage 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 pour le calcul du ferraillage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

↳ a) Sens longitudinal (y) :



**Figure-VIII-3-Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture**

1.1-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 :  $L_{x1} = 3,58 \text{ m}$

$L_{y1} = 4,05 \text{ m}$

$L_{x2} = 3,68 \text{ m}$

$Q = 11,88 \text{ t/m}^2$

Donc :

$$Q' = \frac{11,88}{2} \left[ \left( 1 - \frac{3,58^2}{3 \times 4,05^2} \right) \cdot 3,60 + \left( 1 - \frac{3,68^2}{3 \times 4,05^2} \right) \cdot 3,68 \right] = 31,60 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{31,60 \times 4,05^2}{8} = 64,78 \text{ t.m}$$

**1.2- Calcul du ferrailage :**

2. a-En travée :

$$M_t = 0,75M_o = 0,75 \cdot 64,78 = 48,59 \text{ t.m}, \quad b = 50 \text{ cm}, \quad h = 78 \text{ cm}, \quad d = 70 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{48,59 \cdot 10^4}{50 \cdot (72)^2 \cdot 14,17} = 0,14 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,924$$

$$A_1 = M_t / \sigma_s \cdot \beta \cdot d$$

$$A_1 = 48,59 \cdot 10^4 / 348 \cdot 0,924 \cdot 72 = 20,58 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4\text{T}20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}16 \end{cases} ; A = 20,61 \text{ cm}^2$$

2. b- En appuis :

b. a-Appuis intermédiaires :

$$M_a = 0,5M_o = 0,5 \cdot 64,78 = 32,39 \text{ m}$$

$$\mu = 0,182 < \mu_1 = 0,954 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,182 \rightarrow \beta = 0,899$$

$$A_s = 13,55 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T16) Fil + (4T14) chap. ;  $A = 14,2 \text{ cm}^2$ .

b. b-Appuis de rive :

$$M_a = 0,4 \cdot M_0 = 0,4 \cdot 102,57 = 41,03 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,09 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$\mu = 0,146 \rightarrow \beta = 0,953$

$A_s = 14,96 \text{ cm}^2$

On adopte : (4T16) Fil + (4T16) chap. ;  $A = 16,08 \text{ cm}^2$ .

2.1- Contrainte de cisaillement :

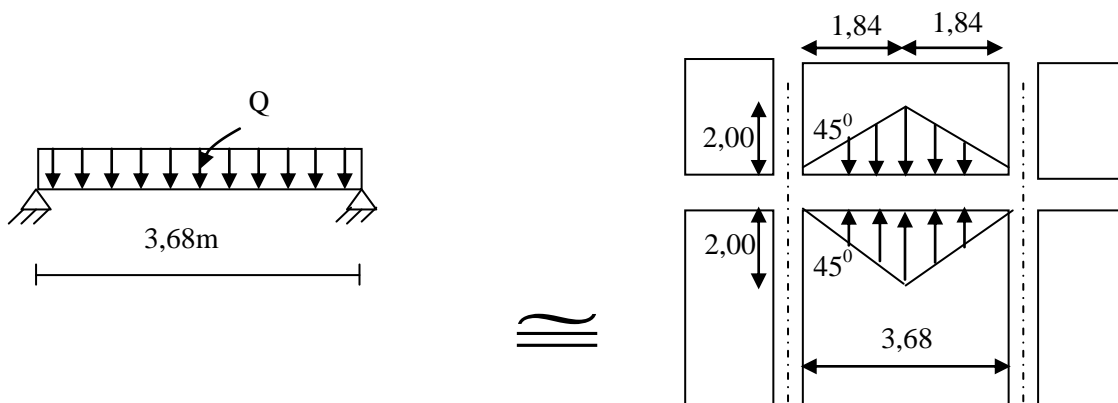
$$T_{\max} = \frac{q.l}{2} = \frac{11,88 \times 4,06}{2} = 24,12 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{24,12}{0,50 \times 0,70 \cdot 100} = 0,69 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0,69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée.

↳ b) Sens transversal(x) :



**Figure-VIII-4**-Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.

2.1-Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que :  $Q = 11,88 \text{ t/m}^2$

$$Lx_1 = 3,68 \text{ m}$$



$$Q' = 2/3 \times 19,32 \times 3,7 = 29,15 \text{ t/m}$$

$$M_o = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{29,15 \times 3,68^2}{8} = 49,35 \text{ t.m}$$

2.2- Calcul du ferrailage :

2. a-En travée :

$$M_t = 0,75M_o = 0,75.49,35 = 37,01 \text{ t.m}, \quad b = 50 \text{ cm}, \quad h = 78 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 70 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{37,01.10^4}{50.(70)^2.14,17} = 0,11 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,11 \rightarrow \beta = 0,942$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{37,01.10^4}{0,942.(70).348} = 16,12 \text{ cm}^2.$$

on adopte:  $\begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4T20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4T14 \end{cases} ; A = 18,73 \text{ cm}^2$

2. b- En appuis :

b. a- Appuis intermédiaires :

$$M_a = 0,5M_o = 0,5.49,35 = 24,68 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,070 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A'=0)$$

$$\mu = 0,070 \rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_s = 10,50 \text{ cm}^2$$

(4T16) Fil + (4T14) chap. ; A = 14,20 cm<sup>2</sup>.

b. b-Appuis de rive :

$$M_a = 0,4.M_o = 0,4.49,35 = 19,74 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,056 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A'=0)$$

$$\mu = 0,056 \rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_s = 8,34 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T14) Fil + (4T14) chap. ; A = 12,32 cm<sup>2</sup>.

**VIII-7-Armature de peau :**

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre :  $h_a \geq 2 (85 - 0,1 fe) = 85 \text{ cm} .$

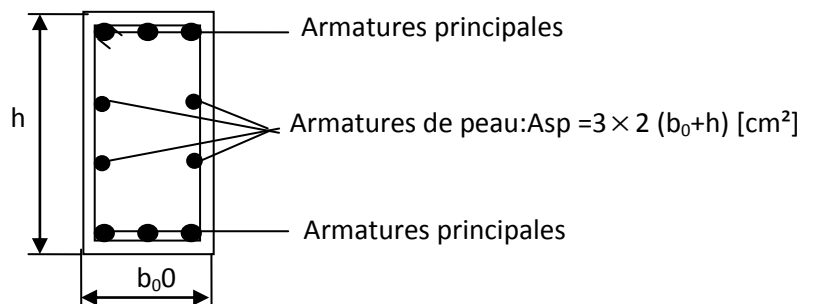
Dans notre cas  $h_a=80$  cm (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable; leur section est d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section  $(h \times b_0) = (0,85 \times 0,50) \text{ m}^2$ , on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0+h) [\text{cm}^2]$$

$$A_{sp} = 3 \times 2 (0,50 +0,80) = 7,8 \text{ cm}^2$$

On adopte **6T14 Fil; A = 9,24**



**Figure8.2- Représente les armatures de peau.**

**VIII-8-Armatures transversales :**

$$T_{\max} = \frac{q.l}{2} = \frac{29,15 \times 3,68}{2} = 53,64 \text{ t}$$

2.1.Contrainte decisaillement :  $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{53,64}{0,50 \cdot 0,70 \cdot 100} = 1,53 \text{ MPa.}$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Armatures transversales :

Diamètre:  $\phi_t \leq \min(h/35 ; \phi_1 ; b/10) = \min(22,29 \text{ mm} ; 12 \text{ mm} ; 50 \text{ mm}) = 12 \text{ mm}$   
 on prend  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) = \min(19,5\text{cm}; 12 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

on prend  $S_t = 15\text{cm}$ .

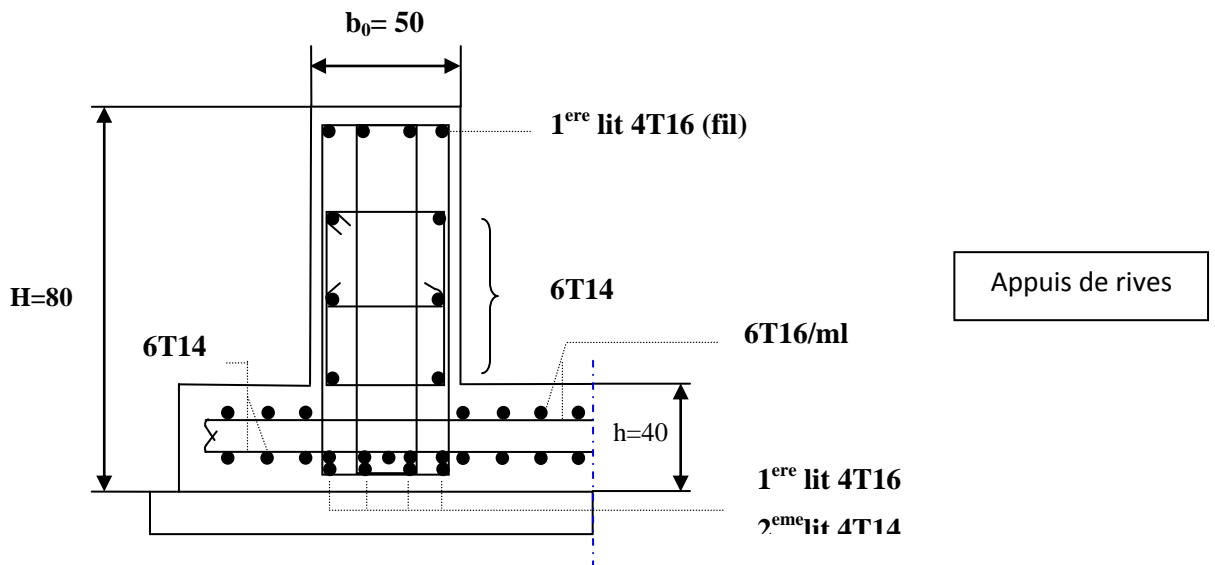
$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{c28})} \Rightarrow f_e \geq \frac{b(\tau_u - 0,3f_{c28})S_t}{0,8A_t}$$

$$f_e \geq \frac{50 \cdot (1,31 - 0,3 \times 2,1) \cdot 15}{0,8 \times 4,71} = 135,35 \text{MPa.}$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 6T10,  $A=4,71\text{cm}^2$ .

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2 ; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,65; 0,4 \text{MPa}) = 0,4 \text{MPa}$$

$$\frac{4,71 \cdot 400}{50 \cdot 15} = 2,51 > 0,65 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{conditi on vérifiée.}$$



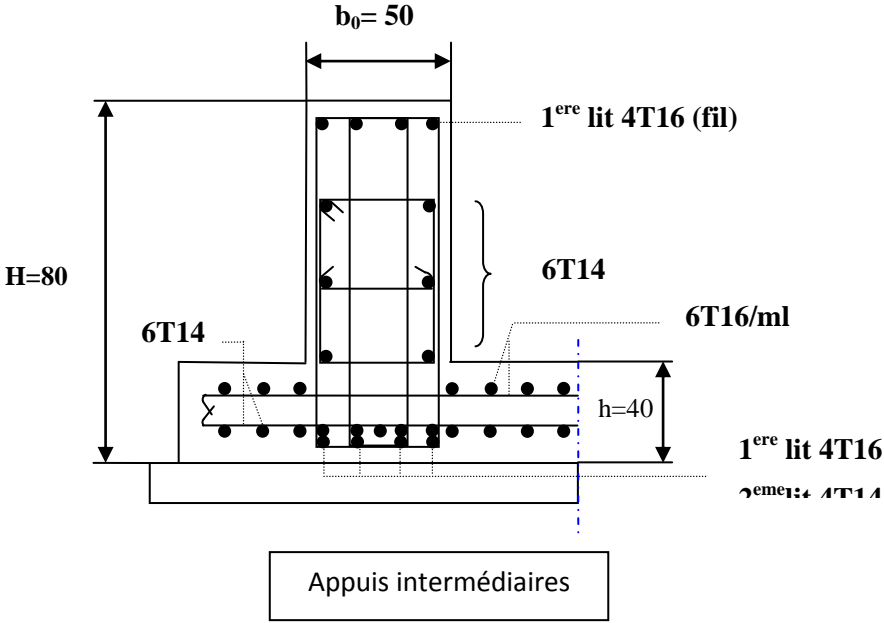


Figure-VIII-5- Ferrailage du radier et poutre de libage

## NOTATIONS ET SYMBOLES

<u>Symboles</u>	<u>Signification</u>
E.L.S	Etat Limite De Service
E.L.U	Etat Limite Ultime
C <sub>t</sub>	Valeur Constance
A <sub>s</sub>	Section D'aciers
A <sub>s</sub> '	Section D'aciers Comprimés
A <sub>max</sub> , A <sub>min</sub>	Section D'acier Maximale Et Minimale
A.N	Axe Neutre
A <sub>s</sub>	Armatures Supérieures
A <sub>t</sub>	Section D'un Cours D'armatures Transversales
B <sub>r</sub>	Section Réduite
B <sub>o</sub>	Section Homogène Totale
E <sub>s</sub>	Module D'élasticité
F <sub>bc</sub>	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton
G	Action Permanente
I <sub>o</sub>	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène
M <sub>a</sub>	Moment Sur Appui.
M <sub>ser</sub>	Moment Fléchissant A L'E.L.S
M <sub>u</sub>	Moment Fléchissant A L'E.L.U
M <sub>ax</sub>	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé
M <sub>oy</sub>	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A l <sub>y</sub>
N <sub>ser</sub>	Effort Normal De Service
N <sub>u</sub>	Effort Normal Ultime
P <sub>ser</sub>	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S
P <sub>u</sub>	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U
V <sub>u</sub>	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 <sub>o</sub>	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
$f_{cj}$	.....	Résistance caractéristique du béton à la compr à- j- jours
$f_{c28}$	.....	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
$f_{t28}$	.....	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
$l_r$	.....	Longueur de recouvrement
$l_s$	.....	Longueur de scellement
$l_o$	.....	Longueur fictive
$\eta = 15$	.....	coefficient d'équivalence
$S_t$	.....	Espacement des armatures transversales
$\mathcal{E}_{bc}$	.....	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
$\mathcal{E}_s$	.....	Allongement relatif des aciers tendus
$\mathcal{E}_{sc}$	.....	Raccourcissement relatif des aciers comprimé
$\mathcal{E}_{st}$	.....	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul ( $f_e / \gamma_s$ )
$\pi$	.....	Coefficient de fissuration
$\lambda$	.....	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
$\phi$	.....	Diamètre d'une barre
$\phi_l$	.....	Diamètre d'une barre longitudinale
$\phi_t$	.....	Diamètre d'une barre transversale
$\psi, \psi'$	.....	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes
$\psi_s$	.....	Coefficient de scellement

## Bibliographie

### Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes
- BAEL99 : Béton armé aux états limites
- CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation
- RNV99 : Règlement Neige et Vent 99

### Livres :

- Calcul des structures en béton armé (BELAZOUGUI)
- Calcul des ouvrages en béton armé (ALBERT FUENTHES)

### Mémoires:

- 
- **HADDOU A et MAHMOUD O.** (2014-2015). Étude d'un bâtiment R+7 dans une zone sismique .Mémoire de fin d'étude. Université de Tiaret.
- **RAHMANE A et GHERBOUDJ F.** (2004-2005). Étude d'un bâtiment R+8+2S/SOL avec un système de contreventement mixte .Mémoire de fin d'étude. Université de Tiaret.
- - Étude d'un bâtiment en R+10 contreventé par voiles ±portiques en béton armé (2007)

### Outils informatiques :

- AUTOCAD9(Dessin).
- SOCOTEC (logiciel de calcul et d'analyse des éléments de structure).
- ETABSV\_9.6.0 (Analyse des structures).
- Office2013(Traitement de texte, EXEL, WORD).