

**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 :  
**AMOR ALI ABDRAZEK**  
**ABID ABDELJEBBAR**

*Sujet du mémoire*

***Etude d'un bâtiment(R+6) a usage d'habitation***

Mr	D.I.KLOUCHE	Président
Mr	M.MIMOUNI	Encadreur
Mr	A.B.BENYAMINA	Examineur
Mr	G.ABADA	Examineur

Promotion 2019/2020

## Résumé :

Le projet de fin d'études 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 six 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 réalisés sur la base du règlement parasismique Algérien. La stabilité horizontale de l'ouvrage est assurée par des voiles en béton armé. Une analyse dynamique, réalisée et vérifiée 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, Structure, Règlement; RPA, BAEL, Dynamique.**

## ملخص :

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

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

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

### **Abstract:**

The project graduation concerns the structural analysis of a residential building located in the, Tiaret Wilaya Algeria, consisting of a ground floor and seven 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 basis 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.

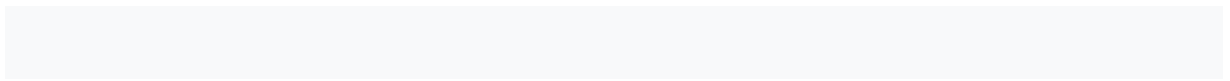
**Keyword:** Building, Structure, Regulations; RPA, BAEL Dynamics

# Remerciements

Nos premiers remerciements vont pour le bon dieu, le tout puissant, qui nous a donné la santé, la force, la patience et la sagesse d'arriver à ce stage dans nos études.

Nous remercions nos chers parents qui ont toujours été là pour nous.

Nous remercions également notre superviseur Mr. MIMOUNI qui a fait tout son possible de nous aider beaucoup pour ses précieux conseils.



## SOMMAIRE

### CHAPITRE I

I.1-Introduction générale.....	1
I.2-Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3-Caractéristique des matériaux.....	4

### CHAPITRE II

II.1-Pré-dimensionnement des différents éléments.....	9
II.2-Evaluation des charges et des surcharges.....	9
II.3-Pré dimensionnement des poutres.....	10
II.4-Pré dimensionnement des poteaux.....	11
II.5- Pré dimensionnement des voiles.....	14

### CHAPITRE III

III.1-Introduction.....	16
III.2-L'introduction de Maple 18.....	17
III.3-Méthode de calcul des poutrelles.....	18
III.4-Types de poutrelles.....	18
III.5-Exemple de calcul.....	19

### CHAPITRE IV

IV.1-L'acrotère.....	37
IV.2-Etude de l'ascenseur.....	47
IV.3-Les escaliers.....	67

### CHAPITRE V

V.1-Introduction.....	76
V.2-Calcul sismique.....	76
V.3-Méthode d'analyse modale spectrale.....	78
V.4-Vérification de la période fondamentale.....	82
V.5-Vérification des forces sismiques : $(V_{\text{dynamique}} > 0,8V_{\text{statique}})$ .....	82
V.6-Vérification de facteurs de participation massique.....	83
V.7-Les déplacements latéraux inter-étage.....	84
V.8-Justification Vis A Vis De l'effet P- $\Delta$ .....	85
V.9-Vérification de la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité.....	86

## **CHAPITRE VI**

<b>VI.1-Les combinaisons de calcul.....</b>	<b>88</b>
<b>VI.2-Ferraillage des poutres.....</b>	<b>89</b>
<b>VI.3-Les vérifications.....</b>	<b>93</b>
<b>VI.4-Ferraillage des poteaux.....</b>	<b>96</b>

## **CHAPITRE VII**

<b>VII.1-Introduction.....</b>	<b>107</b>
<b>VII.2-Le système de contreventement.....</b>	<b>107</b>
<b>VII.3-Disposition des armatures.....</b>	<b>111</b>

## **CHAPITRE VIII**

<b>VIII.1-Introduction.....</b>	<b>113</b>
<b>VIII.2-Choix du type de fondations.....</b>	<b>113</b>
<b>VIII.3-Etude du radier.....</b>	<b>113</b>
<b>VIII.4.Ferraillage du radier.....</b>	<b>116</b>

## **CONCLUSION**

## Liste des figures

Fig. I.1 : Vue en plan de bâtiment.....	2
Fig.I.2 : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton.....	5
Fig. I. 3 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	6
Fig. I. 4 : Diagramme contrainte-déformation d'acier.....	7
Fig II. 1 : La Surface afférente du poteau.....	12
Fig. III.1 : Schéma d'un plancher à corps creux.....	16
Fig. III.2 : Dessin de ferrailage des poutrelles .	36
Fig.IV. 1 : Acrotère .....	37
Fig.IV. 2 : Ferrailage de l'acrotère.....	41
Fig.IV. 3: Dimensions de l'ascenseur.....	42
Fig.IV.4: Ascenseur électrique.....	43
Fig.IV.5 : Abaque de détermination de suspentes. ....	45
Fig.IV.6: Schéma de la surface d'impact.....	48
Fig.IV.7: Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.....	50
Fig.IV.8: Chargement de panneau.....	51
Fig.IV.9: Dimensions de panneau de dalle d'ascenseur.....	53
Fig.IV.10: Ferrailage sur appuis de la dalle de machine.....	60
Fig.IV.11: Ferrailage en travée de la dalle de machine .....	61
Fig.IV.12 .Schéma statique des marches.....	62
Fig.IV.13:Ferrailage des marches. ....	66
Fig.IV.14 .Schéma statique de palier. ....	66
Fig.IV.15:Ferrailage de palier. ....	70
Fig V.1 : Déformation (mode1) .....	74
Fig V.2 : Déformation (mode2) .....	74
Fig V.3 : Déformation (mode3).....	75
Fig.VI.1:Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.....	91
Fig.VI.2 zone nodale.....	101
Fig.VI.3-Dessin de ferrailages des sections des poteaux.....	101
Fig.VII.1-schéma du voile + poteaux.....	105
Fig.VII.2 : Disposition du ferrailage du voile.....	107
Fig.VIII. 1: Schéma du panneau le plus défavorable.....	113
Fig.VIII. 2: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture. ....	116
Fig.VIII. 3: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	118
Fig.VIII. 4 : Schéma des armatures de peau. ....	120
Fig. VIII.5 : Armatures supérieures (en travée) .....	121
Fig. VIII.6 : Armatures inférieures (sur appuis) .....	121
Fig.VIII.7 : Ferrailage de poutres de libage .....	122

## Liste des figures

Fig. I.1 : Vue en plan de bâtiment.....	2
Fig.I.2 : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton.....	5
Fig. I. 3 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	6
Fig. I. 4 : Diagramme contrainte-déformation d'acier.....	7
Fig II. 1 : La Surface afférente du poteau.....	12
Fig. III.1 : Schéma d'un plancher à corps creux.....	16
Fig. III.2 : Dessin de ferrailage des poutrelles.....	36
Fig.IV. 1 : Acrotère.....	37
Fig.IV. 2 : Ferrailage del'acrotère.....	41
Fig.IV. 3: Dimensions de l'ascenseur.....	42
Fig.IV.4: Ascenseur électrique.....	43
Fig.IV.5 : Abaque de détermination de suspentes.....	45
Fig.IV.6: Schéma de la surface d'impact.....	48
Fig.IV.7: Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.....	50
Fig.IV.8: Chargement de panneau.....	51
Fig.IV.9: Dimensions de panneau de dalle d'ascenseur.....	53
Fig.IV.10: Ferrailage sur appuis de la dalle de machine.....	60
Fig.IV.11: Ferrailage en travée de la dalle de machine.....	61
Fig.IV.12 .Schéma statique des marches.....	62
Fig.IV.13:Ferrailage des marches.....	66
Fig.IV.14 .Schéma statique de palier.....	66
Fig.IV.15:Ferrailage de palier.....	70
Fig V.1 : Déformation (mode1).....	74
Fig V.2 : Déformation (mode2).....	74
Fig V.3 : Déformation (mode3).....	75
Fig.VI.1:Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.....	91
Fig.VI.2 zone nodale.....	101
Fig.VI.3-Dessin de ferrailages des sections des poteaux.....	101
Fig.VII.1-schéma du voile + poteaux.....	105
Fig.VII.2 : Disposition du ferrailage du voile.....	107
Fig.VIII. 1: Schéma du panneau le plus défavorable.....	113
Fig.VIII. 2: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	116
Fig.VIII. 3: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	118
Fig.VIII. 4 : Schéma des armatures de peau.....	120
Fig. VIII.5 : Armatures supérieures (en travée).....	121
Fig. VIII.6 : Armatures inférieures (sur appuis).....	121
Fig.VIII.7 : Ferrailage de poutres de libage.....	122



## Notation Principale

<b><i>G</i></b>	Charge permanente.
<b><i>Q</i></b>	Charge d'exploitation.
<b><i>q<sub>u</sub></i></b>	Charge uniformément répartie à L.E.L.U.R.
<b><i>q<sub>s</sub></i></b>	Charge uniformément répartie à L.E.L.S.
<b><i>T</i></b>	Effort tranchant.
<b><i>Te</i></b>	Effort tranchant droit.
<b><i>Tw</i></b>	Effort tranchant gauche.
<b><i>Mo</i></b>	Moment isostatique.
<b><i>Mt</i></b>	Moment en travée.
<b><i>Ma</i></b>	Moment sur appuis.
<b><i>Nu</i></b>	Effort normal sollicitant les poteaux E.L.U.
<b><i>NG</i></b>	Effort normal correspondant à la charge permanente.
<b><i>Nq</i></b>	Effort normal correspondant à la charge d'exploitation.
<b><i>ht</i></b>	Hauteur total.
<b><i>he</i></b>	Hauteur d'étage.
<b><i>lf</i></b>	Longueur de flambement.
<b><i>h0</i></b>	l'épaisseur de la nervure.
<b><i>b0</i></b>	Largueur de la nervure.
<b><i>e</i></b>	Centre de pression "excentricité".
<b><i>g</i></b>	largueur de marche.
<b><i>h</i></b>	Hauteur de marche.
<b><i>ev</i></b>	l'épaisseur de paillasse.
<b><i>ep</i></b>	l'épaisseur du palier.
<b><i>heq</i></b>	Hauteur équivalent.
<b><i>i</i></b>	Rayon de giration.
<b><i>I</i></b>	Moment d'inertie.
<b><i>I0</i></b>	Moment d'inertie de la section homogène.
<b><i>V1</i></b>	Distance entre l'axe neutre et fibre plus tendus.
<b><i>V2</i></b>	Distance entre l'axe neutre et fibre plus comprimée.
<b><i>fe</i></b>	Contrainte des aciers utilisée "limite d'élasticité».
<b><i>fcj</i></b>	Résistance caractéristique à la compression du béton a « j » jours.
<b><i>fc<sub>28</sub></i></b>	Résistance caractéristique à la compression du béton a 28 jours.
<b><i>ft<sub>28</sub></i></b>	Résistance caractéristique à la traction du béton a 28 jours.
<b><i>μ</i></b>	Moment réduit.
<b><i>λ</i></b>	Elancement.
<b><i>η</i></b>	Coefficient de fissuration.
<b><i>n</i></b>	Coefficient d'équivalence "acier-béton" <b><i>n = 15</i></b>
<b><i>μ<sub>l</sub></i></b>	Moment réduit limite.
<b><i>ν</i></b>	Coefficient de poison.
<b><i>Br</i></b>	Section réduite.
<b><i>As</i></b>	Section d'acier.
<b><i>E</i></b>	Module d'élasticité longitudinale.
<b><i>E<sub>b</sub></i></b>	Module de déformation longitudinale du béton.
<b><i>μ<sub>x</sub></i></b>	Coefficient correspondant à E.L.U ou E.L.S sens Lx.
<b><i>μ<sub>y</sub></i></b>	Coefficient correspondant à E.L.U ou E.L.S sens Ly.
<b><i>σ<sub>s</sub></i></b>	Contrainte limite des aciers tendus à L'E.U.S.
<b><i>τ<sub>SU</sub></i></b>	Contrainte d'adhérence limite.
<b><i>σ<sub>bc</sub></i></b>	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S.
<b><i>E<sub>i</sub></i></b>	Module de déformation instantanée (E <sub>ij</sub> à l'âge de j jours).
<b><i>E<sub>v</sub></i></b>	Module de déformation différée (E <sub>vj</sub> pour chargement appliqué à l'âge de j jours).
<b><i>A.N</i></b>	Axe neutre.
<b><i>A<sub>S</sub></i></b>	Armatures supérieures.

$A_t$	Section d'un cours d'armatures transversales.
$E.L.S$	Etat Limite de service.
$E.L.U$	Etat Limite ultime.
$A_r$	Armature de répartition.
$A_{max}, A_{min}$	Section d'acier maximale Et minimale.
$\phi_l$	Diamètre d'une barre longitudinale.
$\phi_t$	Diamètre d'une barre transversale.
$\gamma_s, \gamma_b$	Coefficients de sécurité.
$Xg, Yg$	Coordonnées du centre de gravité.
$W_i$	Poids de chaque niveau.
$M$	Masse sismique qui égal au rapport $w/g$
$g$	Accélération de pesanteur.
$\alpha$	Coefficient de participation modale.
$V$	Force sismique total appliqué dans le deux direction a la base.
$D$	Facteur d'amplification moyen de sol.
$Q$	Facteur de qualité.
$W$	Poids de la structure.
$R$	Coefficient de comportement global.
$T1, T2$	Période caractéristique associées à la catégorie du site
$\eta$	Facteur de correction d'amortissement.
$\zeta$	Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau.
$h_N$	Hauteur total du bâtiment.
$C_T$	Coefficient en fonction du système ce contreventement et du type de remplissage.

## CHAPITRE I

### INTRODUCTION ET PRESENTATION DE L'OUVRAGE

### **I.1-Introduction générale :**

Le génie civil est tout ce que vous voyez qui a été construit autour de nous. Il s'agit de routes et de chemins de fer, d'écoles, de bureaux, d'hôpitaux et bien plus encore. Le genre de choses que nous tenons pour acquises, mais nous aurions beaucoup de mal à vivre sans.

Les ingénieurs civils conçoivent, créent et connectent le monde qui nous entoure. Ils contribuent à faire en sorte que nos villages, nos villes et nos villes travaillent pour les gens qui y vivent, En tant qu'étudiants en génie civil, notre projet de fin d'études porte sur l'étude d'un bâtiment (R + 6) à usage d'habitation, le bâtiment est situé à Tiaret (zone de faible sismicité).

Ce projet va nous permettre d'appliquer les connaissances que nous avons acquises pendant notre d'étude dans ce domaine, nous devons donc combiner nos connaissances théoriques pour étudier tous les aspects de cette structure afin de nous assurer qu'elle résiste à toutes les forces internes et externes. Un autre aspect de notre projet est de réduire au maximum le coût du bâtiment sans sacrifier la sécurité.

### **I.2-Présentation de l'ouvrage :**

Le présent projet consiste en l'étude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation ; Cet ouvrage est situé à Tiaret qui est classée comme une zone de faible sismicité (zone I) selon le **RPA99/version 2003**.

#### **I.2.1-Caractéristiques Géométriques :**

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan, de dimensions suivantes:

- Longueur totale du bâtiment en plan 18.06m
- Largeur totale du bâtiment en plan 18.06m
- Hauteur des étages courants et RDC 3.06m
- Hauteur totale du bâtiment 21.42m

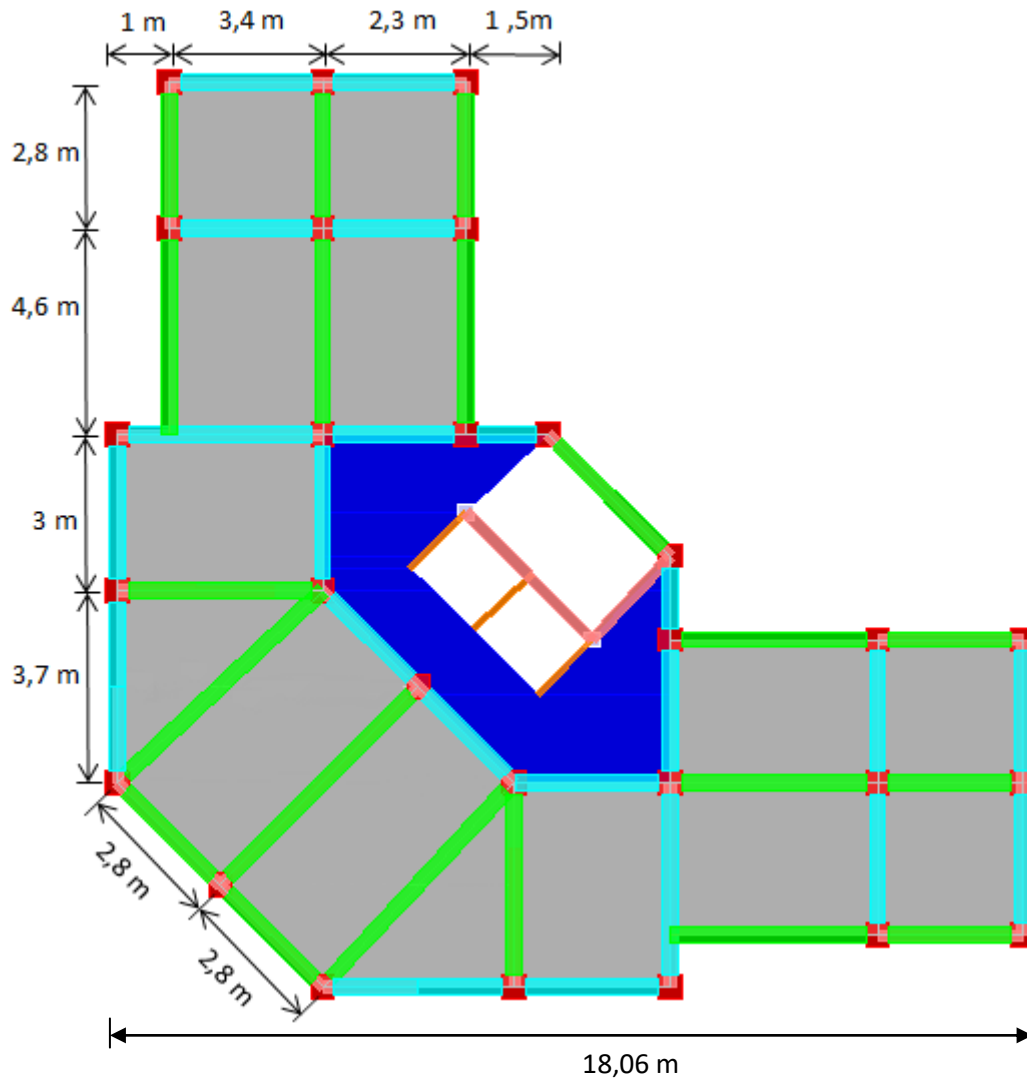


Fig.I.1 : Vue en plan de bâtiment

### I.2.3-Différents éléments de la structure :

#### **Planchers :**

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols, dont les deux fonctions principales sont :

Une fonction de résistance : il doit supporter son poids propre et les surcharges.

Une fonction d'isolation acoustique et thermique. Il y a deux types de Plancher dans notre bâtiment :

Plancher à corps creux pour RDC et les étages courants et plancher en dalle pleine pour la dalle de l'ascenseur.

### **Maçonneries :**

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse :

**-Murs extérieurs :** Ils sont constitués d'une double cloison de 30 cm d'épaisseur. Briques creuses de 15 cm d'épaisseur pour les parois externes du mur, Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur et brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour les parois internes du mur.

**-Murs intérieurs :** Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux espacements.

### **Les contreventements :**

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003), et qu'il dépasse cinq niveaux (17m), on adopte un contreventement mixte portiques – voiles, Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions, Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations des aux charges verticales, Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux, Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

### **Escaliers :**

L'accès aux étages supérieurs est effectué à partir d'escaliers à marche console et contient deux paillasse et un palier.

### **Ascenseur :**

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels.

### **Revêtement :**

Enduit en ciment pour le sous plafond, Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade, et en plâtre pour les murs Intérieurs, Carrelage pour les planchers et les escaliers.

### **Terrasse :**

Il existe un seul type de terrasses : Terrasse inaccessible.

**I.3-Caractéristique des matériaux :**

**1- Béton :**

Le béton est un mélange composé de :

Ciment, eau, granulats et souvent des adjuvants pour constituer un mélange homogène.

Le mélange du béton doit respecter des rapports bien définis ;

Ce matériaux résiste bien à la compression mais n'assure pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement.

La composition d'un mètre cube de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment.
- 400kg de sable  $C_g < 5\text{mm}$ .
- 800kg de gravillons  $3/8$  et  $15/25$ .
- 175L d'eau de gâchage.

La masse volumique de béton armé est de  $25 \text{ KN/m}^3$

**1-1- Résistances mécaniques du béton :**

**a - Résistance à la compression:** La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir des essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

1. Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$  :

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28\text{jours} \\ F_{cj} = 1.1 f_{c28} & \Rightarrow \text{si } j > 28\text{jours} \end{array} \right.$$

2. Pour des résistances  $f_{c28} > 40\text{MPa}$  :

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28\text{jours} \\ F_{cj} = f_{c28} & \Rightarrow \text{si } j > 28\text{jours} \end{array} \right.$$

**1. b- Résistance à la traction :**

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa} \\ \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa} \end{cases}$$

**1-2 Contrainte limite :**

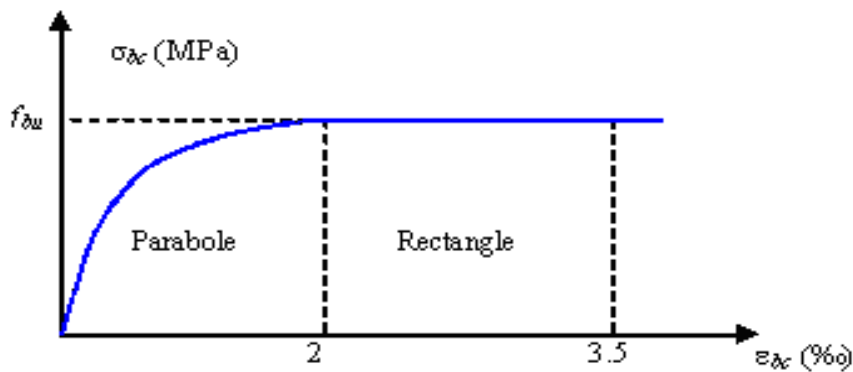
**2. a-État limite ultime (ELU) :**

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

-  $\epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$

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



**Fig. I. 2: Diagramme parabole rectangle des Contraintes Déformations du béton.**

$f_{bu}$ : Contrainte ultime du béton en compression  $f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta y_b}$

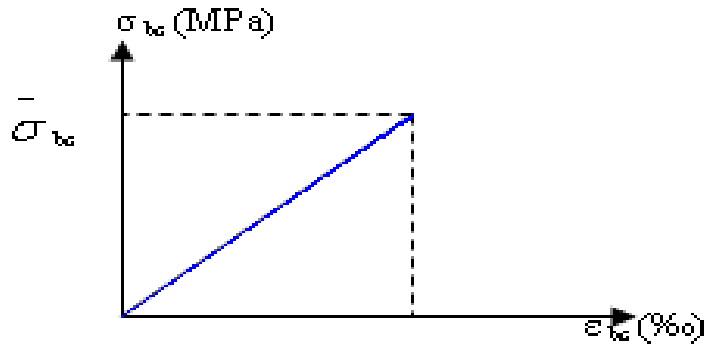
$y_b$ : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

$\theta$ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.



**2. b- Etat limite de service (ELS) :**



**Fig. I. 3: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS**

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

**1-3 Modules de déformation longitudinale :**

- **Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égale à :  $E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$  avec  $E_{ij}$  et  $f_{cj}$  en MPa

- **Module de déformation différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton  $E_{vj}$  est donnée par la formule :  $E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3}$  avec  $E_{vj}$  et  $f_{cj}$  en MPa

**1-4- Coefficients de poisson :**

: Le coefficient de poisson sera pris égal à :

- $\nu = 0$  pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$  pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

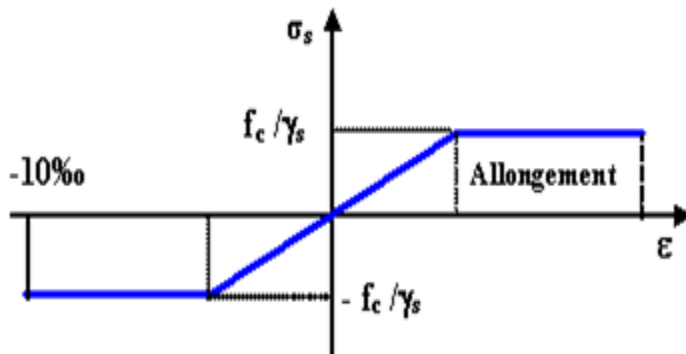
**2-Acier :**

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

**2.1-Contrainte limite :**

**1. a- Etat limite ultime :**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte- déformation



**Fig. I. 4: Diagramme contrainte-déformation d'acier**

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1 \rightarrow$  Cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15 \rightarrow$  Cas de situations durable ou transitoire.

**1. b-Etat limite de service :**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

Fissuration peu préjudiciable : pas de limitation.

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \text{ avec } \sigma_s = \min \left( f_e \times 2/3 , 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right)$$

Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \sigma_{bc} \text{ avec } \sigma_{bc} = \min \left( f_e / 2 , 90 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right)$$

Avec :

$\eta$ : Coefficient de fissuration avec

$\eta = 1$  Pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$  Pour les armatures à hautes adhérence (HA).

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

**3 -Les hypothèses de calcul :**

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

**5-Les données adoptées pour cette étude sont :**

- La résistance à la compression du béton à 28 jours est :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .
- La résistance à la traction du béton est :  $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$ .
- Le module d'élasticité différé de béton est :  $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$ .
- Le module d'élasticité instantané de béton est :  $E_{ij} = 32164,19 \text{ Mpa}$ .
- Pour les armatures de l'acier :
  - Longitudinales : on a choisi le : «*feE400*» *H. A fe = 400MPa*.
  - Transversales : on a choisi le : «*feE235*» *R. L*.

CHAPITRE II  
PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

**II.1-Pré-dimensionnement des différents éléments :**

**II.1.1- Pré dimensionnement des planchers :**

**1.1-Planchers à corps creux :**

Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité est comme suit :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad \rightarrow \quad ht \geq \frac{370}{22,5} = 16,44cm$$

*ht*: Hauteur totale du plancher

Avec :

*L*:Portéemaximale de la poutrelle entre nus

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

On adopte un plancher à corps creux de hauteur ***ht* = 20 cm**, soit un plancher (16+4) cm.

**II.2-Evaluation des charges et des surcharges :**

**2.1-Les planchers :**

**1. 1-Plancher terrasse inaccessible :**

**Tableau II. 1 : Charges et surcharge du plancher terrasse**

Désignation	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillons roulé	0,04	0,80
Etanchéité multicouche	0,02	0,12
Forme de pente en béton léger	0,05	0,9
Asphalte coulé sablé + Polystyréne	0,025	0,66
Plancher à corps creux	16+4	2,80
Enduit en plâtre	0,02	0,20
<b>G</b>		<b>5,48</b>
<b>Q (Terrasse inaccessible)</b>		<b>1</b>

**1. 2-Plancher étage courants :**

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

Désignation	e (m)	G (Kn/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0,02	0,40
Mortier de pose	0,02	0,40
Sable fin pour mortier	0,02	0,34
Plancher à corps creux	16+4	2,80
Enduit en plâtre	0,02	0,20
Cloison en briques creuses	0,1	0,90
G		5,04
Q (Etagé courant)		1.5

**2.2-Mur extérieur (double cloison) :**

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

Désignation	e (m)	G (Kn/m <sup>2</sup> )
Brique creuses	0,15	1,30
Brique creuses	0,10	0,90
Mortier de ciment extérieur	0,02	0,36
Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,27
G		2,83

En enlevant 20% de la charge du mur (ouvertures des portes et fenêtres) on obtient :  $G = 2,83 \times 0,80 = 2,26 \text{ KN/m}^2$

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

Selon le B.A.E.L. 91 et selon R.P.A. 99/2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4d \leq b \leq 0,8d \\ \frac{ht}{b} \leq 3 \end{cases}$$

$h$  : hauteur de la poutre ;  $b$  : largeur de la poutre.

$d$  : hauteur utile ;  $L$  : la plus grande portée

**3.1-Poutres principales :**

$$L=540 \text{ cm} \Rightarrow 36 \text{ cm} \leq h \leq 54 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$16 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Vérification des conditions de le RPA99/version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \geq 20 \quad \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 40 \geq 30 \quad \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} < 4 \quad \rightarrow \frac{h}{b} = 1,5 < 4 \quad \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

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

**3.2-Poutres secondaires :**

$$L = 370 \text{ cm} \Rightarrow 24,66 \text{ cm} \leq h \leq 37 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 30 \text{ cm}$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \geq 20 \quad \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 30 \geq 30 \quad \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} < 4 \quad \rightarrow \frac{h}{b} = 1 < 4 \quad \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

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

**II.4-Pré dimensionnement des poteaux :**

Le pré dimensionnement s’effectue avec le choix du poteau le plus sollicité.

La section de calcul du poteau est faite sur la base que ce dernier ne flambe pas.

Le calcul est basé sur la descente des charges set la loi de dégression des charges d’exploitations.

**4.1- Loi de dégression de la surcharge d’exploitation :**

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

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

Sous terrasse ..... Q0

Sous étage 1 ..... Q0 + Q1.

Sous étage 2 ..... Q0 + 0,95 (Q1 + Q2).

Sous étage 3 ..... Q0 + 0,90 (Q1 + Q2 + Q3).

Sous étage 4 ..... Q0 + 0,85 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4).

Sous étage n .....  $Q0 + \frac{3+n}{2n} (Q1 + Q2 + \dots + Qn)$  Pour n ≥ 5

Tableau II. 4 : Dégression des charges d'exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
6	$Nq_0=1,00$	1,00
5	$Nq_1=q_0+q_1$	2,50
4	$Nq_2=q_0+0,95 (q_1+q_2)$	3,85
3	$Nq_3=q_0+0,9 (q_1+q_2+q_3)$	5,05
2	$Nq_4=q_0+0,85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,10
1	$Nq_5=q_0+0,8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7,00
RDC	$Nq_6=q_0+0,75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7,75

**4.2-La surface afférente du poteau :**

Le poteau le plus sollicité dans nos structures se trouve dans le centre :

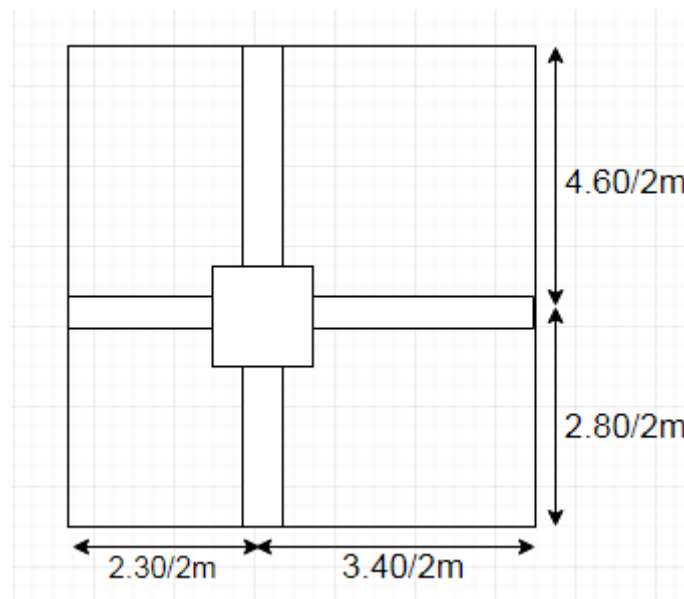


Fig. II. 1 : La Surface afférente du poteau

$$S = (4,6/2 + 2,8/2) \times (3,4/2 + 2,3/2)$$

$$S = 10,55 \text{ m}^2$$

**4.3-Les efforts de compression due aux charges permanentes NG :**

$$G_{p.principale} = \left( \frac{4,6}{2} + \frac{2,8}{2} \right) 0,30 \times 0,40 \times 25 = 11,1 \text{ KN}$$

$$G_{p.secondaire} = \left( \frac{2,3}{2} + \frac{3,4}{2} \right) \times 0,3 \times 0,3 \times 25 = 6,41 \text{ KN}$$



$$G_{terrasse} = (5,48) \times 10,55 = 57,81 \text{ KN}$$

$$G(RDC, E. courant) = (5,04) \times 6 \times 10,55 = 319,03 \text{ KN}$$

$$G_{total} = (11,1 + 6,41) \times 7 + 57,81 + 319,03 = 499,41 \text{ KN}$$

$$Q = 7,75 \times 10,55 = 81,76 \text{ KN}$$

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

$$NG = 1,1 \times 499,41 = 549,35 \text{ KN}$$

$$NQ = 1,1 \times 81,76 = 89,94 \text{ KN}$$

$$Nu = (1,35 \times 549,35) + (1,5 \times 89,94) = 876,53 \text{ KN}$$

Le pré-dimensionnement des poteaux doit respecter les conditions suivantes :

### Condition de résistance :

On sait que :

$$Br \geq \frac{K \times \beta \times Nu}{\left[ \theta \times \frac{\sigma_{bc}}{0,9} + 0,85 \times \frac{A}{Br} \times \sigma_s \right]}$$

On prend :  $\frac{A}{Br} = 1\% = 0,01$

Br : Section nette du béton ;  $Br = (a-0,02)^2 \text{ m}^2$ .

$\theta$  : Facteur de durée d'application des charges ;  $\theta = 1$

K : Facteur correcteur pour la durée d'application des charges  $K=1$ , les charges étant appliquées après 90 jours.

$\beta$  : Coefficient qui dépend de l'élanement de poteau  $\beta = 1$

La formule précédente devient :  $Br \geq 0,64 \times Nu = 561 \text{ cm}^2$

$a \geq 26 \text{ cm}$  ; On prend :  $a = 45 \text{ cm}$

### Vérification suivant RPA 99 (version 2003) :

$$a \geq 25 \text{ cm} \quad C.V$$

$$a \geq \frac{he}{20} \quad C.V$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{a} \leq 4 \quad C.V$$

**-Vérification de flambement :**

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire  $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a.b$$

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

$$i = \sqrt{\frac{a^4}{12.a^2}} = 12,99$$

Avec :

- $L_f$**  : Longueur de flambement
- $i$**  : Rayon de giration
- $B$**  : Section des poteaux
- $\lambda$**  : Elancement du poteau
- $I$**  : Moment d'inertie de la section par rapport a un point passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

On a:  $h_0 = 3,06m$ ;  $l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142m = 214,2 cm$

$$\lambda = \frac{0,7L_0}{i} \Rightarrow \frac{214,2}{12,99} = 16,63 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**4.4-Choix de la section des poteaux (Rive, Angle, centrale)**

**Tableau II. 5 : Choix des sections des poteaux**

Niveau	(a x a) cm <sup>2</sup>
6	(35 x 35)
5	(35 x 35)
4	(35 x 35)
3	(40 x 40)
2	(40 x 40)
1	(45 x 45)
RDC	(45 x 45)

**II.5- Pré dimensionnement des voiles :**

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

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

**5.1-Pré-dimensionnement :****-Pour RDC, et autre étages:**

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{306}{22} \rightarrow e \geq 13,91 \text{ cm}$$

Avec :

$L$  : Longueur du voile

$e$  : Epaisseur du voile

$h_e$  : Hauteur d'étage

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

CHAPITRE III  
CALCUL DES PLANCHERS

### III .Calcul des planchers :

#### III.1-Introduction :

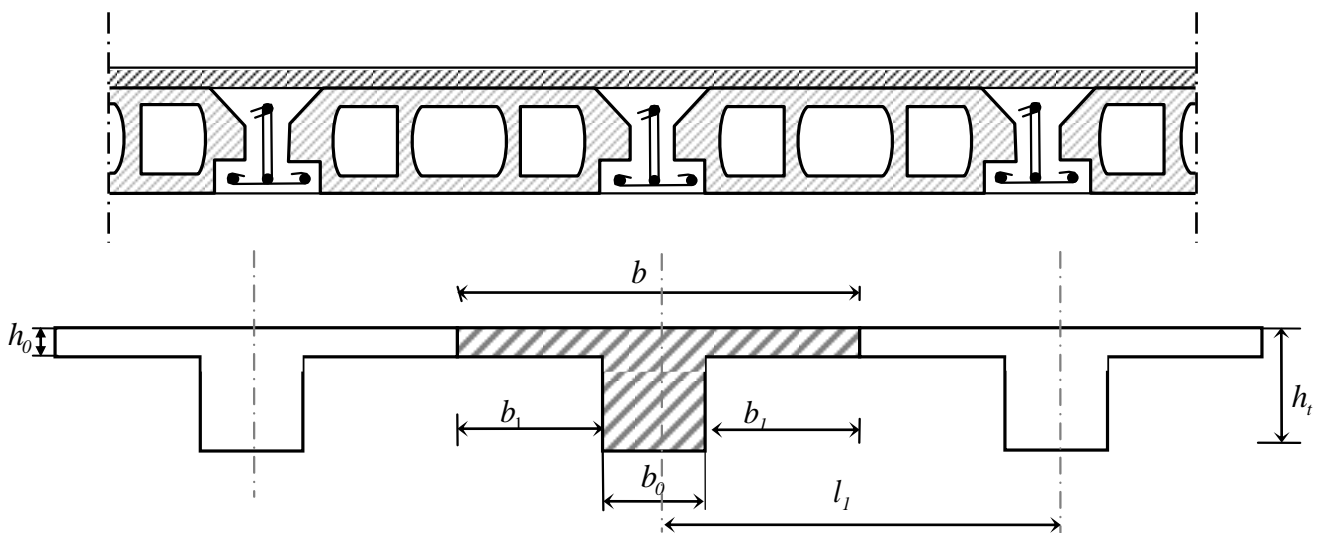
Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol; ils assurent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance** : les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitation,
- **Fonction d'isolation**: ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages,

Comme notre projet est à usage d'habitation, on adopte un plancher à corps creux.

-Le plancher est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton.

-Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.



**Fig. III. 1 : Schéma d'un plancher à corps creux**

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers. Ils ont une épaisseur faible par rapport à leurs dimensions en plan ; leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

Dans notre structure, on a deux types de plancher :

- 1-plancher a corps-creux
- 2-dalle plane

Un plancher à corps creux  $h_t = 20\text{cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$

Calcul des planchers

Donc on a des poutrelles de :

$$\begin{cases} h_t = 20 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

**Choix de  $b_1$**  : le calcul de la largeur « b » ce fait à partir des conditions suivantes :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{295}{10} = 29,5 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit :  $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

Pour avoir  $b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$

**III.2.1-L'introduction de Maple 18 :**

Maple est un environnement informatique symbolique et numérique ainsi qu'un langage de programmation multi-paradigmes. Il couvre plusieurs domaines de l'informatique technique, tels que les mathématiques symboliques, l'analyse numérique, le traitement des données, la visualisation, etc. Une boîte à outils, MapleSim, ajoute des fonctionnalités pour la modélisation physique multidomaine et la génération de code.

La capacité de Maple pour le calcul symbolique comprend celles d'un système d'algèbre informatique à usage général. Par exemple, il peut manipuler des expressions mathématiques et trouver des solutions symboliques à certains problèmes, tels que ceux résultant d'équations différentielles ordinaires et partielles.

Maple est développé commercialement par la société canadienne de logiciels Maplesoft. Le nom «Maple» fait référence à l'héritage canadien du logiciel.

**2.2-Fonctionnalité de base :**

Les utilisateurs peuvent entrer les mathématiques en notation mathématique traditionnelle. Des interfaces utilisateur personnalisées peuvent également être créées. Il existe un support pour les calculs numériques, la précision arbitraire, ainsi que le calcul symbolique et la visualisation. Des exemples de calculs symboliques sont donnés ci-dessous.

Maple incorpore un langage de programmation de style impératif typé dynamiquement (ressemblant à Pascal), qui permet des variables de portée lexicale. [3] Il existe également des interfaces vers d'autres langages (C, C #, Fortran, Java, MATLAB et Visual Basic), ainsi que vers Microsoft Excel.

Maple prend en charge MathML 2.0, qui est un format W3C pour représenter et interpréter des expressions mathématiques, y compris leur affichage dans des pages Web. [4] Il existe également une fonctionnalité permettant de convertir des expressions de la notation mathématique traditionnelle en balisage adapté au système de composition LaTeX.

### **III.3-Méthode de calcul des poutrelles :**

Pour les planchers de notre bâtiment, nous devons les calculer avec trois méthodes différentes.

Les méthodes utilisées pour nos calculs sont les suivantes:

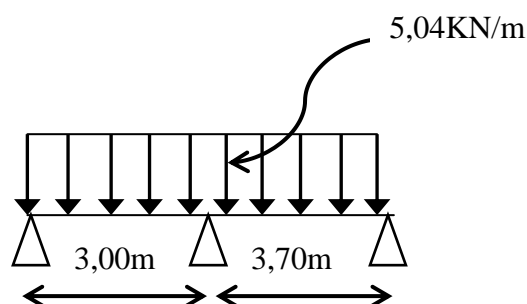
- Méthode Forfaitaire.
- Méthode de trois moments.
- Méthode de Caquot minorée.

Pour faciliter les calculs planchers, nous avons créé un programme **Maple18** pour calculer tous les efforts et le ferrailage et même les vérifications pour s'assurer que nos calculs sont conformes à la réglementation.

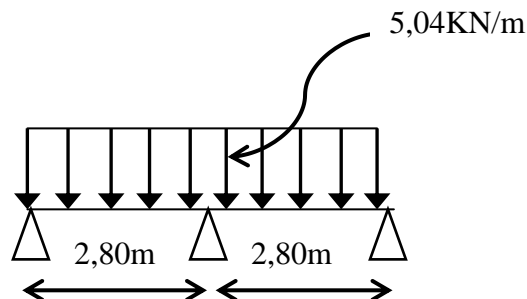
### **III.4-Types de poutrelles :**

Notre construction comporte trois types de poutrelles ; ces poutrelles sont identiques pour tous les étages courants, mais ont des charges différentes dans la terrasse.

**Type 1 :** (étage courant)

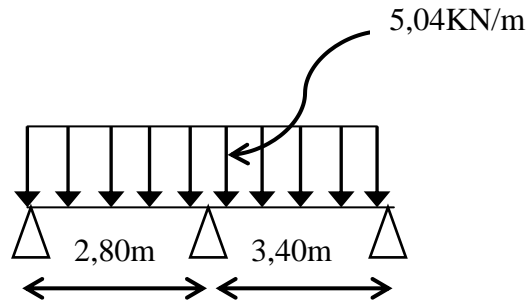


**Type 2 :** (étage courant)

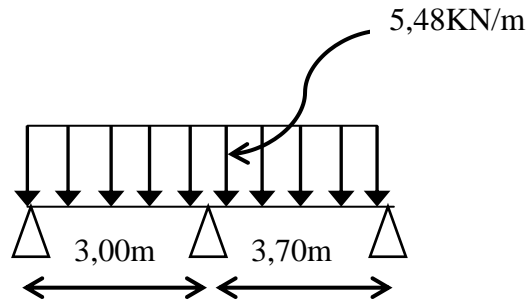


Calcul des planchers

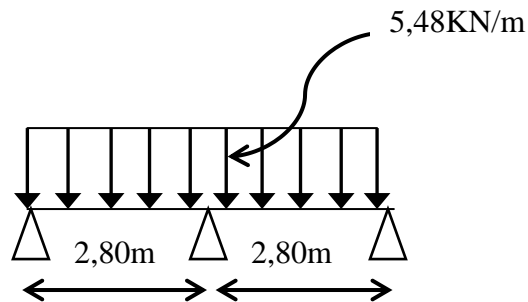
**Type 3 :** (étage courant)



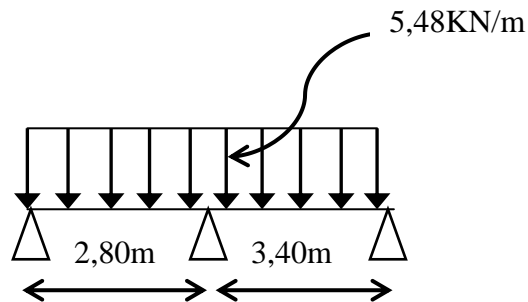
**Type 4 :** (Terrasse)



**Type 5 :** (Terrasse)

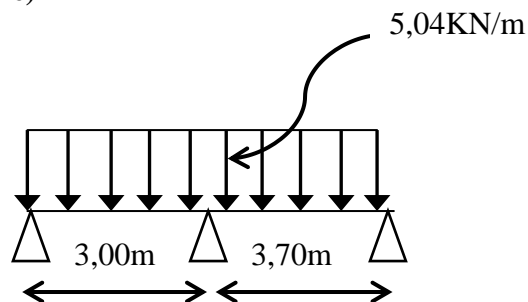


**Type 6 :** (Terrasse)



**III.5-Exemple de calcul :**

**Type 1 :** (Méthode de Forfaitaire)





# CHAPITRE III

## Calcul des planchers

**Calcul des charges et moments:**

$G := 5.04$	5.04	(1)
$Q := 1.5$	1.5	(2)
$qu := (1.35 G + 1.5 Q) \cdot 65$	5.885100	(3)
$qs := .65 \cdot (G + Q)$	4.2510	(4)
$L1 := 3$	3	(5)
$L2 := 3.7$	3.7	(6)
<b>ELU:</b>		
$M0u := \frac{(qu \cdot L2^2)}{8}$	10.07087738	(7)
$MA := 0.2 \cdot M0u$	2.014175476	(8)
$MC := 0.2 \cdot M0u$	2.014175476	(9)
$MB := 0.6 \cdot M0u$	6.042526428	(10)

$unprotect(\alpha)$

C:\Users\normed\Desktop Mémoire: 38.37M Temps: 0.14s Mode Texte

# CHAPITRE III

## Calcul des planchers

The screenshot shows the Maple 18 software interface. The main workspace contains the following mathematical expressions and their numerical results:

- Equation (11):  $\alpha := \frac{Q}{G + Q} = 0.2293577982$
- Equation (12):  $((1 + 0.3 \cdot \alpha)M0u) - \frac{(MB + MC)}{2} = 6.735476698$
- Equation (13):  $\frac{(1.2 + 0.3 \cdot \alpha)}{2} \cdot M0u = 6.389001565$
- Equation (14):  $Mt := ((1 + 0.3 \cdot \alpha)M0u) - \frac{(MB + MC)}{2} = 6.735476698$
- Equation (16):  $T_{W1} := \frac{qu \cdot L1}{2} + \frac{(MA - MB)}{L1} = 7.484866349$
- Equation (17):  $T_{W2} := \frac{qu \cdot L2}{2} + \frac{(MB - MC)}{L2} = 11.97617850$
- Equation (18):  $T_{E1} := -\frac{qu \cdot L1}{2} + \frac{(MA - MB)}{L1} = -10.17043365$
- Equation (18):  $T_{E2} := -\frac{qu \cdot L2}{2} + \frac{(MB - MC)}{L2} = -9.798691499$

The interface also shows a left-hand palette with mathematical symbols under 'Expressions' and 'Calculus', and a status bar at the bottom indicating 'Prêt', 'Mémoire: 38.37M', 'Temps: 0.14s', and 'Mode Texte'.

# CHAPITRE III

## Calcul des planchers

The screenshot shows the Maple 18 software interface. The main workspace contains the following content:

- Equation (19):  $qu \cdot (L1 + L2) = 39.4301700$
- Equation (20):  $T_{W1} + T_{W2} - T_{E1} - T_{E2} = 39.43017000$
- Text: "L'équilibre statique est vérifié"
- Text: "ELS:"
- Equation (21):  $M0s := \frac{(qs \cdot L2^2)}{8} = 7.274523750$
- Equation (22):  $MAs := 0.2 \cdot M0s = 1.454904750$
- Equation (23):  $MCs := 0.2 \cdot M0s = 1.454904750$
- Equation (24):  $MBs := 0.6 \cdot M0s = 4.364714250$
- Equation (25):  $\alpha := \frac{Q}{G + Q} = 0.2293577982$
- Equation (26):  $((1 + 0.3 \cdot \alpha)M0s) - \frac{(MBs + MCs)}{2} = 4.865254872$
- Equation (27):  $Ts_{W1} := \frac{qs \cdot L1}{2} + \frac{(MAs - MBs)}{L1} = 5.406563500$

The left sidebar contains a "Symboles courants" (Common Symbols) palette with various mathematical symbols like  $\pi$ ,  $e$ ,  $i$ ,  $j$ ,  $I$ ,  $\infty$ ,  $\Sigma$ ,  $\Pi$ ,  $\int$ ,  $d$ ,  $\cap$ ,  $\cup$ ,  $\geq$ ,  $>$ ,  $\neq$ ,  $\leq$ ,  $<$ ,  $\neq$ ,  $\alpha$ ,  $\approx$ ,  $\sim$ ,  $=$ ,  $\neq$ ,  $\equiv$ ,  $\in$ ,  $\notin$ ,  $\subseteq$ ,  $\setminus$ ,  $\emptyset$ ,  $\exists$ ,  $\forall$ ,  $\neg$ ,  $\wedge$ .

# CHAPITRE III

## Calcul des planchers

$\ddot{A}$     $\ddot{A}$     $\frac{\partial}{\partial x} f$   
 $\frac{\partial^2}{\partial x^2} f$     $\frac{\partial^2}{\partial x \partial y} f$     $\int f dx$   
 $\int_{x_1}^{x_2} f dx$     $\iint f dy dx$   
 $\int_{x_1}^{x_2} \int_{y_1}^{y_2} f dy dx$   
 $\iiint f dz dy dx$     $\int_{x_1}^{x_2} \int_{y_1}^{y_2} \int_{z_1}^{z_2} f dz dy dx$

**Symboles courants**  
 $\pi$     $e$     $i$     $j$     $I$     $\infty$   
 $\Sigma$     $\Pi$     $\int$     $d$     $\cap$     $\cup$   
 $\geq$     $>$     $\neq$     $\neq$     $\leq$     $<$   
 $\nless$     $\nless$     $\alpha$     $\approx$     $\sim$     $=$   
 $\neq$     $\equiv$     $\neq$     $\in$     $\notin$     $\subseteq$   
 $\setminus$     $\emptyset$     $\exists$     $\forall$     $\neg$     $\wedge$

**Equations:**  
 $T_{s_{E1}} := -\frac{qs \cdot L1}{2} + \frac{(MA_s - MB_s)}{L1} = -7.346436500 \quad (28)$   
 $T_{s_{W2}} := \frac{qs \cdot L2}{2} + \frac{(MB_s - MC_s)}{L2} = 8.650785000 \quad (29)$   
 $T_{s_{E2}} := -\frac{qs \cdot L2}{2} + \frac{(MB_s - MC_s)}{L2} = -7.077915000 \quad (30)$   
 $qs \cdot (L1 + L2) = 28.48170 \quad (31)$   
 $T_{s_{W1}} + T_{s_{W2}} - T_{s_{E1}} - T_{s_{E2}} = 28.48170000 \quad (32)$   
 $Mts := ((1 + 0.3 \cdot \alpha) MO_s) - \frac{(MB_s + MC_s)}{2} = 4.865254872 \quad (33)$

L'équilibre statique est vérifié  
**FERRAILLAGE:**  
**Travée:**  
 $b := 65 \quad (34)$   
 $ht := 20 \quad (35)$   
 $M_{tmax} := ((1 + 0.3 \cdot \alpha) MO_u) - \frac{(MB + MC)}{2} = 6.735476698 \quad (36)$

• Prêt      C:\Users\normed\Desktop Mémoire: 38.37M Temps: 0.14s Mode Math

# CHAPITRE III

## Calcul des planchers

The screenshot shows the Maple 18 software interface. The title bar indicates the file path: C:\Users\normed\Desktop\Forfaitaire.mw - [Server 1] - Maple 18. The menu bar includes: Fichier, Édition (E), Affichage (V), Insertion, Format, Table, Dessin, Graphique, Feuille de calcul (S), Outils, Fenêtre (W), Aide (H). The toolbar contains various icons for file operations, editing, and viewing. The left sidebar contains a list of mathematical symbols and operators, including partial derivatives, integrals, and common symbols like pi, e, i, j, infinity, sum, product, and set operations. The main workspace is titled 'Texte' and contains a list of equations and their numerical results:

Equation	Value	Label
$h0 := 4$	4	(37)
$\gamma b := 1.5$	1.5	(38)
$fc28 := 25$	25	(39)
$fbc := \frac{0.85 \cdot fc28}{\gamma b}$	14.16666667	(40)
$fbc := 14.20$	14.20	(41)
$h := 20$	20	(42)
$d := 0.9 \cdot h$	18.0	(43)
$Mt := b \cdot h0 \cdot fbc \cdot \left( \frac{(d - h0)}{2} \right)$	25844.00000	(44)
$\mu := \frac{Mtmax \cdot 10^3}{b \cdot d^2 \cdot fbc}$	0.02252276091	(45)
$\beta := 0.989$	0.989	(46)
$cst := 348$	348	(47)

The status bar at the bottom indicates: C:\Users\normed\Desktop Mémoire: 38.37M Temps: 0.14s Mode Math.

# CHAPITRE III

## Calcul des planchers

$$At := \frac{M_{max} \cdot 10^3}{\beta \cdot d \cdot c_{st}}$$

$$1.087227171 \quad (48)$$

$$b0 := 12$$

$$12 \quad (49)$$

Condition de non fragilité:

$$V2 := \frac{\left( \left( b \cdot h0 \cdot \left( h - \frac{h0}{2} \right) \right) + \left( b0 \cdot (h - h0) \cdot \left( \frac{h - h0}{2} \right) \right) \right)}{(b \cdot h0) + (b0 \cdot (h - h0))}$$

$$\frac{1554}{113} \quad (50)$$

$$\text{evalf}(\%)$$

$$13.75221239 \quad (51)$$

$$V1 := ht - V2$$

$$\frac{706}{113} \quad (52)$$

$$\text{evalf}(\%)$$

$$6.247787611 \quad (53)$$

$$\text{unprotect}(I);$$

$$I1 := \frac{(b \cdot V1^3 - ((b - b0) \cdot (V1 - h0)^3))}{3} + \frac{(b0 \cdot (h - V1)^3)}{3}$$

$$\frac{5250064}{339} \quad (54)$$

$$\text{evalf}(\%)$$

$$15486.91445 \quad (55)$$

# CHAPITRE III

## Calcul des planchers

C:\Users\normed\Desktop\Forfaitaire.mw - [Server 1] - Maple 18

Echier Édition (E) Affichage (V) Insertion Format Table Dessin Graphique Feuille de calcul (S) Outils Fenêtre (W) Aide (H)

Search for help, tasks, apps...

Texte **Math** Dessin Graphique Animation Masquer

2D Input Times New Roman 12 B I U

$$ft28 := 0.6 + 0.06 \cdot fc28 = 2.10 \quad (56)$$

$$Atmin := \frac{(11 \cdot ft28)}{0.81 \cdot ht \cdot V2 \cdot 400} = 0.3649527305 \quad (57)$$
 Atmin>At => notre choix: 3T10 At=2.36cm<sup>2</sup>  
**Ferrailage sur appuis:**  

$$\mu := \frac{MB \cdot 10^3}{b \cdot d^2 \cdot fbc} = 0.02020560447 \quad (58)$$

$$\beta := 0.990 = 0.990 \quad (59)$$

$$As := \frac{MB \cdot 10^3}{\beta \cdot d \cdot cst} = 0.9743873000 \quad (60)$$

$$Aamin := \frac{(11 \cdot ft28)}{0.81 \cdot ht \cdot V1 \cdot 400} = 0.8033095515 \quad (61)$$
 Condition vérifiée=> notre choix 2T10 Aa=1.57cm<sup>2</sup>  
**Vérification à l'ELS:**  

$$At := 2.36 \quad (62)$$

$$As := 1.57 \quad (63)$$
**En travée:**

• Prêt C:\Users\normed\Desktop Mémoire: 38.37M Temps: 0.14s Mode Math

# CHAPITRE III

## Calcul des planchers

**En travée:**

**Position de l'axe neutre:**

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 - 15 \cdot At \cdot (d - y) = \frac{65}{2} y^2 - 35.40 \quad (64)$$

$$y := 3.9166355345006 \quad 3.9166355345006 \quad (65)$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 - 15 \cdot At \cdot (d - y) = 1.10^{-7} \quad (66)$$

**Moment d'inertie:**

$$In := \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot At \cdot (d - y)^2 = 8323.038844 \quad (67)$$

**Détermination des contraintes dans le béton comprimé:**

$$\sigma_{bc} := \frac{M0s \cdot 10^3}{In} \cdot y = 3.423227832 \quad (68)$$

$$\sigma_{bc} := .6 \cdot fc28 = 15.0 \quad (69)$$

Condition vérifiée

**Sur appuis:**

**Position de l'axe neutre:**

$$\frac{b}{2} \cdot s^2 - 15 \cdot As \cdot (d - s)$$



# CHAPITRE III

## Calcul des planchers

The screenshot shows the Maple 18 interface with the following content in the main workspace:

**Position de l'axe neutre:**

$$\frac{b}{2} \cdot s^2 - 15 \cdot As \cdot (d - s) = \frac{65}{2} s^2 - 23.55 \quad (70)$$

$$s := 3.26734019515 \quad (71)$$

$$\frac{b}{2} s^2 - 15 \cdot As \cdot (d - s) = 0 \quad (72)$$

**Moment d'inertie:**

$$In2 := \frac{b}{3} \cdot s^3 + 15 \cdot As \cdot (d - s)^2 = 5867.302087 \quad (73)$$

**Détermination des contraintes dans le béton comprimé:**

$$\sigma_{bc} := \frac{M0s \cdot 10^3}{In2} \cdot s = 4.050983484 \quad (74)$$

$$\sigma_{cb} := .6 \cdot f_{c28} = 15.0 \quad (75)$$

**Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$\tau_u := \frac{T_{W2}}{0.12 \cdot 0.18 \cdot 10^3} = 0.5544527084 \quad (76)$$

$$\tau_{ub} := 0.13 \cdot f_{c28} = 3.25 \quad (77)$$

The left-hand palette contains various mathematical symbols including partial derivatives, integrals, and Greek letters.

# CHAPITRE III

## Calcul des planchers

The screenshot shows the Maple 18 software interface. The main window displays a document with the following content:

Il n'y a pas de risque de cisaillement

**Les armatures transversales:**

$$\frac{h}{35} = \frac{4}{7} \quad (78)$$

`evalf(%)`

$$\frac{b_0}{10} = 0.5714285714 \quad (79)$$

`evalf(%)`

$$\frac{6}{5} = 1.200000000 \quad (81)$$

`unprotect(∅);`  
`∅=6`  
 L'espacement:  
 Zone nodale: St=10cm  
 Zone courante: St=15cm  
 La section des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot St} \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left( \left( \alpha \cdot \left( \frac{h}{2} \right) \right) - (0.3 \cdot k \cdot f_t) \right)}{0.9 \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$X := \frac{L_2}{2} + \frac{(MB - MC)}{qu \cdot L_2} = 2.035000000 \quad (82)$$

$\frac{h \cdot 10^{-2}}$

The interface also shows a sidebar with mathematical symbols and a top menu bar with options like 'Fichier', 'Édition', 'Affichage', etc.

# CHAPITRE III

## Calcul des planchers

$\frac{h \cdot 10^{-2}}{2}$

$$T_{ux} := \left( \frac{T_{W2} \cdot \left( X - \left( \frac{h \cdot 10^{-2}}{2} \right) \right)}{X} \right) \quad (83)$$

$$11.38766850 \quad (84)$$

$$\tau_{ux} := \frac{T_{W2} \cdot 10^{-3}}{0.12 \cdot 0.18} \quad (85)$$

$$0.5544527084$$

$$\left( \frac{At}{St} \right)_{cal} \geq 5.22 \cdot 10^{-3}$$

Pourcentage minimale des armatures transversales:  

$$\frac{At \cdot f_{te}}{b_0 \cdot St} \geq \max(0.275 \text{ MPa}, 0.4 \text{ MPa})$$

$At \geq 0.02 \cdot 15$   
 $2\emptyset 6 = 0.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$   
 $St = 15 \text{ cm}$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis:  

$$F_u := \frac{MB}{0.9 \cdot d \cdot 10^{-2}} \quad (86)$$

$$37.29954585$$

$F_u = 37.299 \text{ KN} > T_w = 11.98 \text{ KN}$ , Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

# CHAPITRE III

## Calcul des planchers

**Vérification de la flèche :**

$\frac{h}{L \cdot 100}$	0.05405405405	(87)
$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{16}$	(88)
$\text{evalf}(\%)$	0.06250000000	(89)
$\frac{h}{L \cdot 100} < \frac{1}{16}$	$0.05405405405 < \frac{1}{16}$	(90)
condition non vérifiée		
$\frac{1}{10} \cdot \frac{Mts}{MOu}$	0.04831013911	(91)
$\frac{h}{L \cdot 100} > \frac{1}{10} \cdot \frac{Mts}{MOu}$	$0.04831013911 < 0.05405405405$	(92)
Condition vérifiée		
$\frac{At}{b \cdot d} < \frac{4.2}{400}$	$0.002017094017 < 0.01050000000$	(93)

● Prêt C:\Users\normed\Desktop Mémoire: 38.37M Temps: 0.14s Mode Math

# CHAPITRE III

## Calcul des planchers

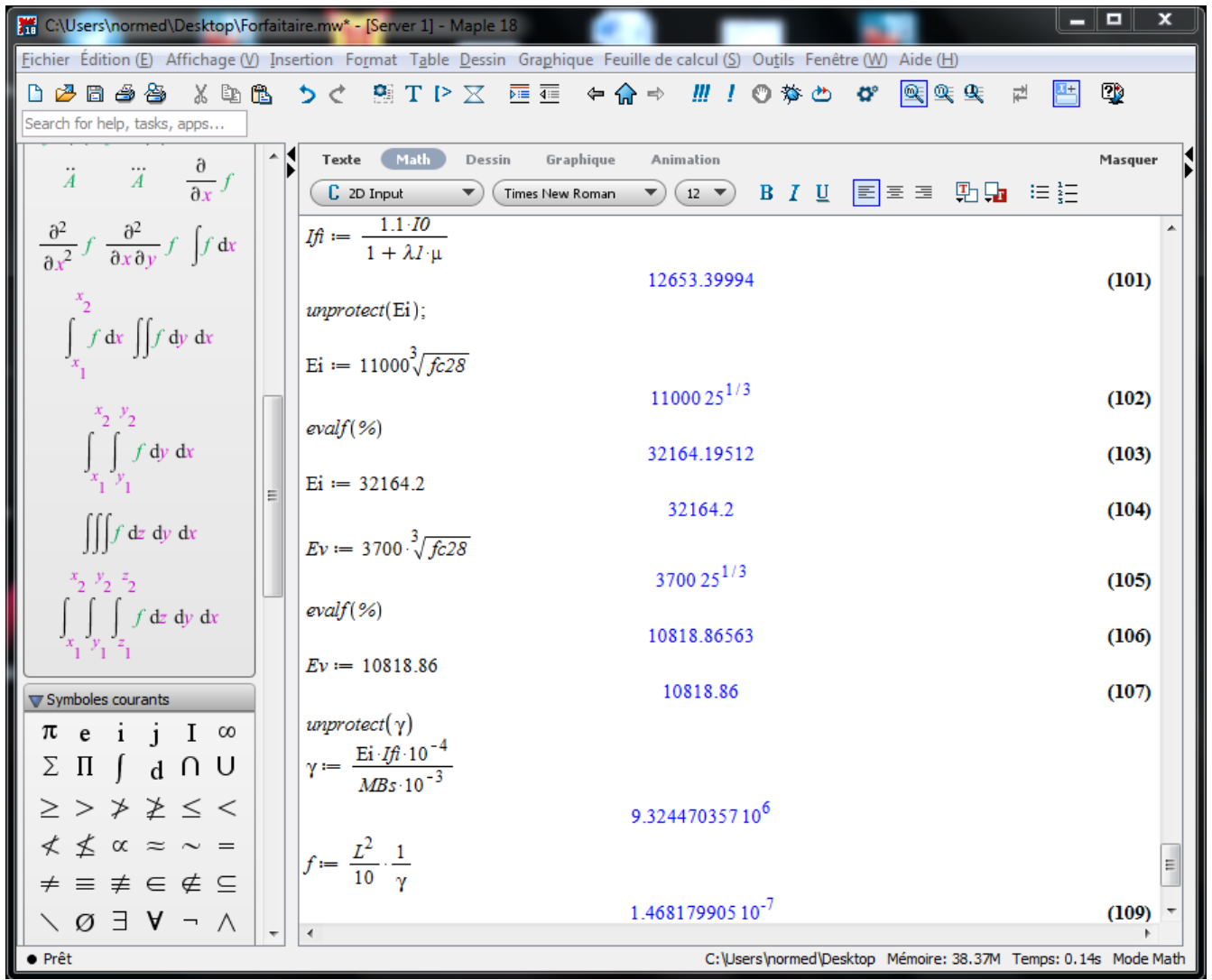
$\ddot{A}$     $\ddot{A}$     $\frac{\partial}{\partial x} f$   
 $\frac{\partial^2}{\partial x^2} f$     $\frac{\partial^2}{\partial x \partial y} f$     $\int f dx$   
 $\int_{x_1}^{x_2} f dx$     $\iint f dy dx$   
 $\int_{x_1}^{x_2} \int_{y_1}^{y_2} f dy dx$   
 $\iiint f dz dy dx$   
 $\int_{x_1}^{x_2} \int_{y_1}^{y_2} \int_{z_1}^{z_2} f dz dy dx$

**Symboles courants**  
 $\pi$     $e$     $i$     $j$     $I$     $\infty$   
 $\Sigma$     $\Pi$     $\int$     $d$     $\cap$     $\cup$   
 $\geq$     $>$     $\neq$     $\neq$     $\leq$     $<$   
 $\ll$     $\lesssim$     $\alpha$     $\approx$     $\sim$     $=$   
 $\neq$     $\equiv$     $\neq$     $\in$     $\notin$     $\subseteq$   
 $\setminus$     $\emptyset$     $\exists$     $\forall$     $\neg$     $\wedge$

**Condition vérifiée**  
 Les conditions ne sont pas vérifiées donc on doit calculer la flèche:  
 $L := 3.7$  3.7 (94)  
 $f_{admissible} := \left( \frac{L \cdot 100}{1000} + 0.5 \right) \cdot 10^{-2}$  0.008700000000 (95)  
 calcul de f :  
 $I0 := \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot At \cdot \left( \frac{h}{2} - d \right)^2$  45598.93333 (96)  
 $\varphi := \frac{At}{b0 \cdot d}$  0.01092592593 (97)  
 $f_{t28} := 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28}$  2.10 (98)  
 $\lambda I := \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\varphi \cdot \left( 2 + \frac{3 \cdot b0}{b} \right)}$  3.763018174 (99)  
 $\mu := 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \varphi \cdot \sigma_{st} + f_{t28}}$  0.7876813456 (100)  
 $I_{fi} := \frac{1.1 \cdot I0}{1 + \lambda I \cdot \mu}$  12662.22222 (101)

• Prêt      C:\Users\normed\Desktop    Mémoire: 38.37M    Temps: 0.14s    Mode Math

Calcul des planchers



$f < f_{admissible}$

$$1.468179905 \cdot 10^{-7} < 0.008700000000 \quad (110)$$

Condition vérifiée

Calcul des planchers

**Tableaux récapitulatifs :**

Appuis	Moment sur appuis(KN.m)		Travée	Portée (m)	Moment en travée(KN.m)		Effort tranchant (KN)			
	ELU	ELS					ELU		ELS	
1	-2,01	-1,45			ELU	ELS	Tw	Te	Tw	Te
2	-6,04	-4,36	1-2	3	3,05	2,45	7,48	-10,17	4,80	-7,95
3	-2,01	-1,45	2-3	3,7	6,74	4,86	11,97	-9,80	9,14	-6,59

**Tableau III. 1 : Résultats obtenus R.D.C au 6<sup>ème</sup> étages (type1)**

Appuis	Moment sur appuis(KN.m)		Travée	Portée (m)	Moment en travée(KN.m)		Effort tranchant (KN)			
	ELU	ELS					ELU		ELS	
1	-1,15	-0,83			ELU	ELS	Tw	Te	Tw	Te
2	-3,46	-2,49	1-2	2,8	3,85	2,79	7,41	-9,06	5,35	-6,55
3	-1,15	-0,83	2-3	2,8	3,85	2,79	9,06	-7,41	6,55	-5,35

**Tableau III. 2 : Résultats obtenus R.D.C au 6<sup>ème</sup> étages (type2)**

Appuis	Moment sur appuis(KN.m)		Travée	Portée (m)	Moment en travée(KN.m)		Effort tranchant (KN)			
	ELU	ELS					ELU		ELS	
1	-1,27	-1,22			ELU	ELS	Tw	Te	Tw	Te
2	-4,31	-3,99	1-2	2,8	5,91	3,54	2,64	-7,50	2,61	-7,16
3	-1,27	-1,22	2-3	3,4	9,26	3,54	9,14	-5,85	8,76	-5,69

Calcul des planchers

**Tableau III. 3 : Résultats obtenus R.D.C au 6<sup>ème</sup> étages (type3)**

Appuis	Moment sur appuis(KN.m)		Travée	Portée (m)	Moment en travée(KN.m)		Effort tranchant (KN)			
	ELU	ELS					ELU		ELS	
1	-1,98	-1,44			ELU	ELS	Tw	Te	Tw	Te
2	-7,39	-5,38	1-2	3	4,08	4,06	6,87	-10,48	5,00	-7,63
3	-1,98	-1,44	2-3	3,7	7,37	6,18	12,16	-9,23	8,85	-6,72

**Tableau III. 4 : Résultats obtenus Terrasse (type4)**

Appuis	Moment sur appuis(KN.m)		Travée	Portée (m)	Moment en travée(KN.m)		Effort tranchant (KN)			
	ELU	ELS					ELU		ELS	
1	- 1,13	-0,83			ELU	ELS	Tw	Te	Tw	Te
2	- 5,10	-3,71	1-2	2,8	3,86	2,81	6,68	-9,51	4,86	-6,93
3	- 1,13	0,83	2-3	2,8	3,86	2,81	9,51	-6,68	6,93	-4,86

**Tableau III. 5 : Résultats obtenus Terrasse (type5)**

Appuis	Moment sur appuis(KN.m)		Travée	Portée (m)	Moment en travée(KN.m)		Effort tranchant (KN)			
	ELU	ELS					ELU		ELS	
1	-1,67	-1,21			ELU	ELS	Tw	Te	Tw	Te
2	- 5,69	-4,15	1-2	2,3	2,08	1,51	4,90	-8,40	3,57	-6,11
3	- 1,67	-1,21	2-3	3,4	6,47	4,71	11,01	-6,65	8,02	-6,30

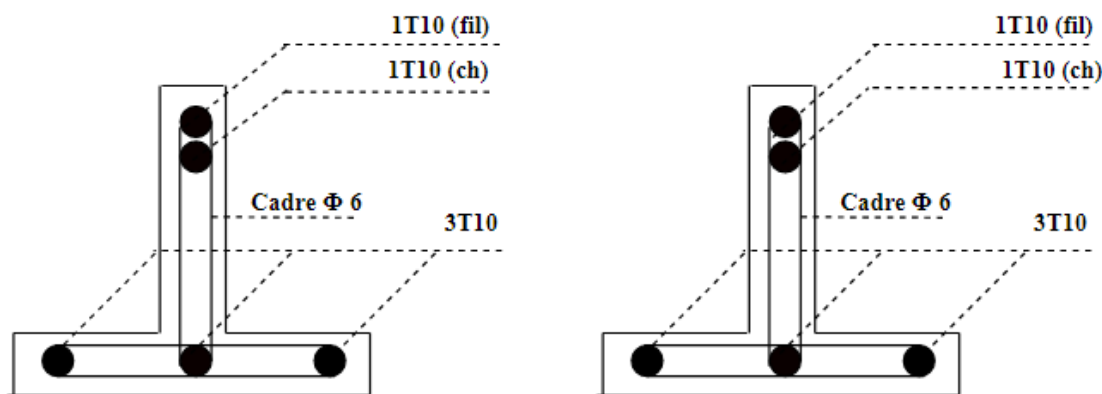
**Tableau III. 6 : Résultats obtenus Terrasse (type6)**



**Tableau de ferrillages :**

	Etage courant		Terrasse	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Type1	2T10 A=1,57cm <sup>2</sup>	3T10 A=2,36cm <sup>2</sup>	2T12 A=2,26cm <sup>2</sup>	3T10 A=2,36cm <sup>2</sup>
Type2	2T10 A=1,57cm <sup>2</sup>	3T10 A=2,36cm <sup>2</sup>	2T12 A=2,26cm <sup>2</sup>	3T10 A=2,36cm <sup>2</sup>
Type3	2T10 A=1,57cm <sup>2</sup>	3T10 A=2,36cm <sup>2</sup>	2T12 A=2,26cm <sup>2</sup>	3T10 A=2,36cm <sup>2</sup>

**Tableau III. 7 : Ferrillage des poutrelles**



Ferrillage des poutrelles (étages courants)

Ferrillage des poutrelles (terrasse)

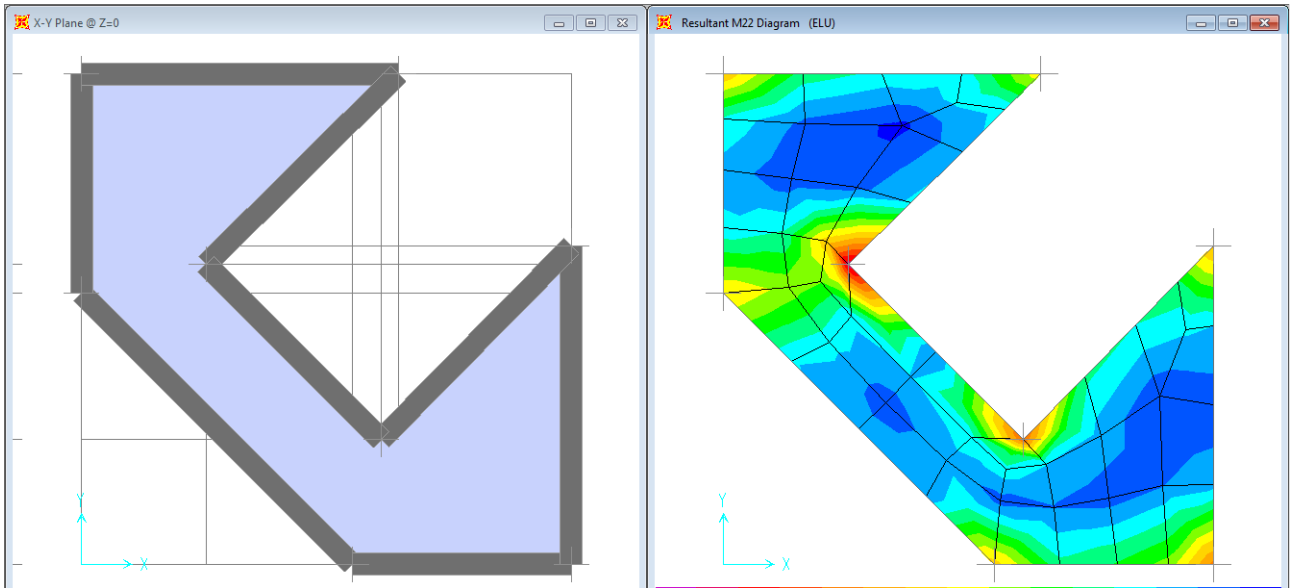
**Fig. III. 2 : Dessin de ferrillage des poutrelles.**

**III.6-Dalle pleine :**

Concernant la dalle pleine dans notre bâtiment nous avons utilisé le logiciel SAP2000, nous l'avons modélisé dans le logiciel pour obtenir toutes les sollicitations affectant la dalle, et comme d'autres planchers nous avons fait un programme érablé pour calculer le ferrillage et faire toutes les vérifications nécessaires.

# CHAPITRE III

## Calcul des planchers



**Fig. III.3 Capture de la modélisation de la dalle dans SAP2000**

<b>Moments max:</b>			
ELU:			
$M_{max}$	:=	41.95	(1)
$M_{max}$	:=	15.97	(2)
ELS:			
$M_{max}$	:=	30.30	(3)
$M_{max}$	:=	11.54	(4)
<b>Efforts tranchants :</b>			
ELU:			
$T_u$	:=	106.72	(5)
ELS:			
$T_s$	:=	77.09	(6)
<b>Clacul des ferrailages:</b>			
<b>Appuis:</b>			
$b$	:=	100	(7)
$h$	:=	20	(8)
$d$	:=	0.9 · $h$	(9)
$f_{bc}$	:=	14.17	(10)

# CHAPITRE III

## Calcul des planchers

CAUsers\normed\Desktop\DALLE IRREG\dalle.mw - [Server 3] - Maple 18

Fichier Édition (E) Affichage (V) Insertion Format Table Dessin Graphique Feuille de calcul (S) Outils Fenêtre (W) Aide (H)

dalle.mw Forfaitaire.mw

Texte Math Dessin Graphique Animation Masquer

Text Times New Roman 12 B I U

14.17 (10)

$cst := 348$  348 (11)

$fi28 := 0.6 + 0.06 \cdot 25$  2.10 (12)

$fe := 400$  400 (13)

$\mu := \frac{Mamax \cdot 10^3}{b \cdot d^2 \cdot fbc}$  0.09137283599 (14)

$\beta := 0.953$  0.953 (15)

$Aa := \frac{Mamax \cdot 10^3}{\beta \cdot d \cdot cst}$  7.027280925 (16)

**Condition de non fragilité:**  
 $Amin := \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot fi28}{fe}$  2.173500000 (17)

$Amin < Aa \Rightarrow$  notre choix 5T14 p.m Aa=7.70 cm<sup>2</sup>

**Travée:**  
 $\mu := \frac{Mmax \cdot 10^3}{b \cdot d^2 \cdot fbc}$  0.03478484366 (18)

$\beta := 0.983$

Prêt C:\Users\normed\Desktop Mémoire: 38.37M Temps: 0.07s Mode Texte

CAUsers\normed\Desktop\DALLE IRREG\dalle.mw - [Server 3] - Maple 18

Fichier Édition (E) Affichage (V) Insertion Format Table Dessin Graphique Feuille de calcul (S) Outils Fenêtre (W) Aide (H)

dalle.mw Forfaitaire.mw

Texte Math Dessin Graphique Animation Masquer

Text Times New Roman 12 B I U

$\beta := 0.983$  0.983 (19)

$At := \frac{Mmax \cdot 10^3}{\beta \cdot d \cdot cst}$  2.593580005 (20)

**Condition de non fragilité:**  
 $Amin := \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot fi28}{fe}$  2.173500000 (21)

$Amin < At \Rightarrow$  notre choix 4T12 p.m At=4.52 cm<sup>2</sup>

**Vérification à l'ELS:**  
 $At := 4.52$  4.52 (22)

$Aa := 7.70$  7.70 (23)

**En Travée:**  
 Position de l'axe neutre:  
 $\frac{b}{2} \cdot y^2 - 15 \cdot At \cdot (d - y)$   $50y^2 - 67.80$  (24)

$y := 4.3087508459918$  4.3087508459918 (25)

$\frac{b}{2} \cdot y^2 - 15 \cdot At \cdot (d - y)$   $1.10^{-7}$  (26)

Prêt C:\Users\normed\Desktop Mémoire: 38.37M Temps: 0.07s Mode Texte

# CHAPITRE III

## Calcul des planchers

**Moment d'inertie:**  

$$I_n := \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2$$
15375.57716 (27)

**Détermination des contraintes dans le béton comprimé:**  

$$\sigma_{bc} := \frac{M_{max} \cdot 10^3}{I_n} \cdot y$$
3.233893872 (28)

$$f_{c28} := 25$$
25 (29)

$$\sigma_{cbc} := .6 \cdot f_{c28}$$
15.0 (30)

**Condition vérifiée**  
**Sur appuis:**  
**Position de l'axe neutre:**  

$$\frac{b}{2} \cdot s^2 - 15 \cdot A \cdot (d - s)$$
 $50 s^2 - 115.50$  (31)

$$s := 5.3958797119166$$
5.3958797119166 (32)

$$\frac{b}{2} \cdot s^2 - 15 \cdot A \cdot (d - s)$$
0.000001 (33)

**Moment d'inertie:**  

$$I_{n2} := \frac{b}{3} \cdot s^3 + 15 \cdot A \cdot (d - s)^2$$

**Moment d'inertie:**  

$$I_{n2} := \frac{b}{3} \cdot s^3 + 15 \cdot A \cdot (d - s)^2$$
23585.56889 (34)

**Détermination des contraintes dans le béton comprimé:**  

$$\sigma_{bc} := \frac{M_{max} \cdot 10^3}{I_{n2}} \cdot s$$
2.640108117 (35)

$$\sigma_{cbc} := .6 \cdot f_{c28}$$
15.0 (36)

**Vérification de la contrainte de cisaillement:**  

$$\tau_u := \frac{T_u}{1 \cdot 0.18 \cdot 10^3}$$
0.5928888889 (37)

$$\tau_{ub} := 0.13 \cdot f_{c28}$$
3.25 (38)

**Il n'y a pas de risque de cisaillement.**  
**Vérification de la flèche :**  

$$L := 523$$
523 (39)

$$\frac{h}{L}$$
 $\frac{20}{523}$  (40)

$$\text{evalf}(\%)$$
0.03824091778 (41)

# CHAPITRE III

## Calcul des planchers

CAUsers\normed\Desktop\DALE IRREG\dalle.mw - [Server 3] - Maple 18

Fichier Édition (E) Affichage (V) Insertion Format Table Dessin Graphique Feuille de calcul (S) Outils Fenêtre (W) Aide (H)

▼ Favoris  
 ► Maple Cloud (Désactivée)  
 ► Expressions  
 ▼ Calculus

$\lim_x f \frac{d}{dx} f \frac{d^2}{dx^2} f$   
 $\frac{d^n}{dx^n} f f'(x) f''(x)$   
 $f'''(x) f^{(n)}(x) \ddot{A}$   
 $\ddot{A} \ddot{A} \frac{\partial}{\partial x} f$   
 $\frac{\partial^2}{\partial x^2} f \frac{\partial^2}{\partial x \partial y} f \int f dx$   
 $\int_{x_1}^{x_2} f dx \iint f dy dx$   
 $\int_{x_1}^{x_2} \int_{y_1}^{y_2} f dy dx$   
 $\iiint f dx dy dz$   
 $\int_{x_1}^{x_2} \int_{y_1}^{y_2} \int_{z_1}^{z_2} f dz dy dx$

$\frac{1}{16}$  (42)  
 $evalf(\%)$  0.0625000000 (43)  
 $\frac{h}{L} < \frac{1}{16}$  (44)  
 $\frac{20}{523} < \frac{1}{16}$  (44)  
 condition vérifiée  
 $\frac{1}{10} \frac{M_{max}}{M_{max}}$  0.03808580858 (45)  
 $\frac{h}{L} > \frac{1}{10} \frac{M_{max}}{M_{max}}$  (46)  
 $0.02750893921 < \frac{20}{523}$  (46)  
 Condition vérifiée  
 $\frac{At}{b \cdot d} < \frac{4.2}{400}$  0.002511111111 < 0.01050000000 (47)  
 Condition vérifiée  
 Les conditions ne sont pas vérifiées donc on doit calculer la flèche:  
 $L := 523$  (48)

● Prêt C:\Users\normed\Desktop Mémoire: 38.37M Temps: 0.07s Mode Texte

CAUsers\normed\Desktop\DALE IRREG\dalle.mw - [Server 3] - Maple 18

Fichier Édition (E) Affichage (V) Insertion Format Table Dessin Graphique Feuille de calcul (S) Outils Fenêtre (W) Aide (H)

▼ Favoris  
 ► Maple Cloud (Désactivée)  
 ► Expressions  
 ▼ Calculus

$\lim_x f \frac{d}{dx} f \frac{d^2}{dx^2} f$   
 $\frac{d^n}{dx^n} f f'(x) f''(x)$   
 $f'''(x) f^{(n)}(x) \ddot{A}$   
 $\ddot{A} \ddot{A} \frac{\partial}{\partial x} f$   
 $\frac{\partial^2}{\partial x^2} f \frac{\partial^2}{\partial x \partial y} f \int f dx$   
 $\int_{x_1}^{x_2} f dx \iint f dy dx$   
 $\int_{x_1}^{x_2} \int_{y_1}^{y_2} f dy dx$   
 $\iiint f dx dy dz$   
 $\int_{x_1}^{x_2} \int_{y_1}^{y_2} \int_{z_1}^{z_2} f dz dy dx$

$f_{admissible} := \left( \frac{L}{1000} + 0.5 \right) \cdot 10^{-2}$  0.01023000000 (49)  
 calcul de f:  
 $I0 := \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot At \cdot \left( \frac{h}{2} - d \right)^2$  71005.86667 (50)  
 $\varphi := \frac{At}{b \cdot d}$  0.002511111111 (51)  
 2.10 (52)  
 $\lambda I := \frac{0.05 \cdot ft28}{\varphi \cdot \left( 2 + \frac{3 \cdot b}{b} \right)}$  8.362831860 (53)  
 $\mu := 1 - \frac{1.75 \cdot ft28}{4 \cdot \varphi \cdot cst + ft28}$  0.3432183194 (54)  
 $I_{fi} := \frac{1.1 \cdot I0}{1 + \lambda I \cdot \mu}$  20181.10109 (55)  
 $unprotect(Ei);$   
 $Ei := 32164.2$  32164.19512 (56)

● Prêt C:\Users\normed\Desktop Mémoire: 38.37M Temps: 0.07s Mode Texte

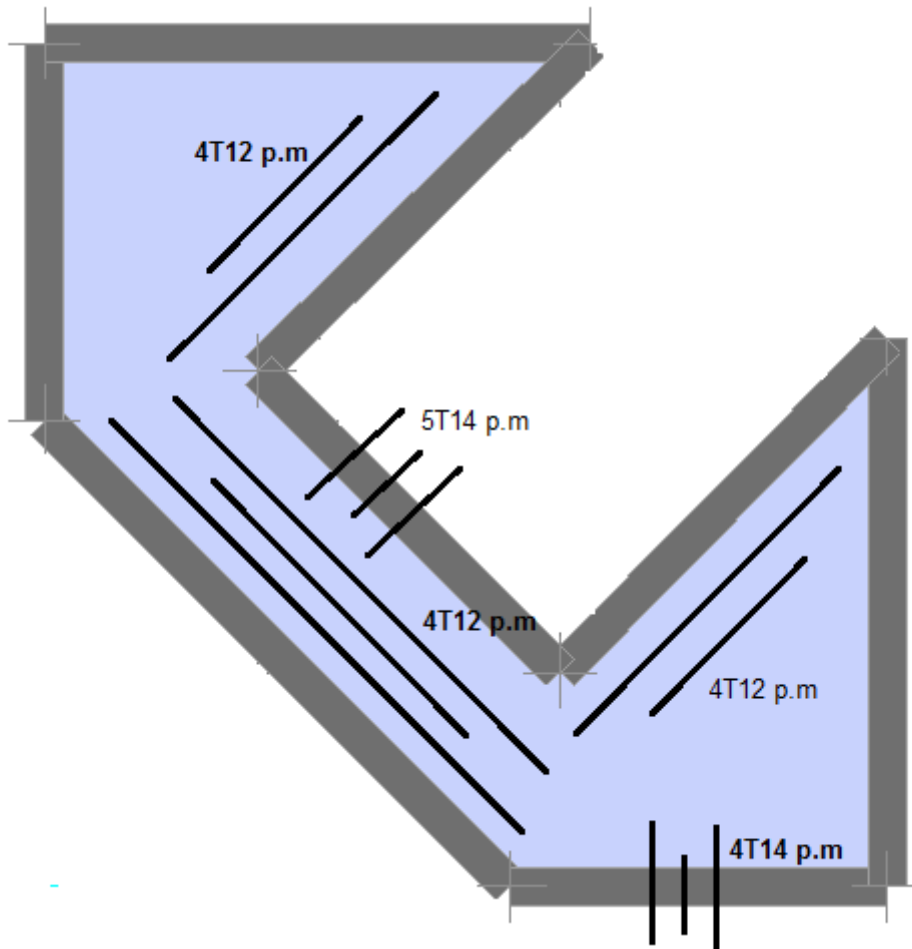
# CHAPITRE III

## Calcul des planchers

The screenshot shows the Maple 18 interface with the following content:

- Equation (55):** 
$$Ifi := \frac{1.1 \cdot I0}{1 + \lambda I - \mu} \quad 20181.10109$$
- Equation (56):** 
$$unprotect(Ei); \quad 32164.19512$$
- Equation (57):** 
$$Ei := 32164.2 \quad 32164.2$$
- Equation (58):** 
$$Ev := 10818.86 \quad 10818.86$$
- Equation (60):** 
$$f := \frac{L^2}{10} \cdot \frac{1}{\gamma} \quad 0.004862857852$$
- Equation (61):** 
$$f < f_{admissible} \quad 0.004862857852 < 0.01023000000$$
- Text:** Condition vérifiée

The left sidebar shows various mathematical tools like limits, derivatives, and integrals. The status bar at the bottom indicates: C:\Users\normed\Desktop Mémoire: 38.37M Temps: 0.07s Mode Texte



**Fig III.4 : Ferrailage de la dalle pleine.**

## CHAPITRE IV

### ETUDE DES ELEMENTS NON-STRUCTURAUX

**IV.1-L'acrotère :**

**1.1-Définition :**

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre et à une charge qui la main courante. Le calcul se fait en la flexion composée.

**1.2-Charges sollicitant l'acrotère :**

**2.1-Charge permanente et charge d'exploitation :**

**1. a- Charge permanente ;**

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$G = 25[(0,6 \times 0,10) + (0,08 \times 0,1) + 0,5(0,02 \times 0,1)] \times 1$$

$$G = 1,725 \text{ Kn/m}$$

**1. b- Charge d'exploitation :**

On prend en considération l'effet de la main courante

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

**2.2-Charge aux états limites :**

**2. a-E.L.U :**

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 1,72 = 2,32 \text{ Kn/m}$$

$$M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ Kn.m}$$

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

**2. b- E.L.S :**

$$N_S = G = 1,72 \text{ KN}$$

$$M_S = Q h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m}$$

$$T_U = Q = 1 \text{ kN}$$

**1.3- Enrobage :**

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

**1.4- Excentricité :**

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,9}{2,32} = 0,39 \text{ m}$$

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

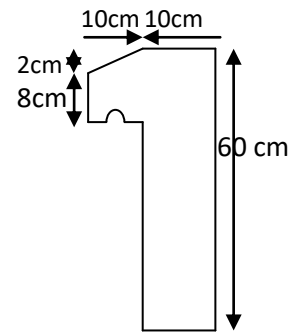


Fig. IV. 1 : Acrotère



$e_p$  : Epaisseur de l'acrotère.

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

### **1.5- Calcul du ferrailage (E.L.U.) :**

#### **5.1- Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :**

$$M_u = N_U \left[ e + \frac{h}{2} - c \right] = 2,32 \left[ 0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,97 \text{ kN.m}$$

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

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,32) - 0,97 = -0,80 \text{ kN.m}$$

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

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02)) 14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,79 \text{ kN.m}$$

$-0,80 < 24,79 \text{ kN.m}$  ; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire (b X h) = (100 x 10) cm<sup>2</sup>.

#### **5.2-Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

$$M_U = 0,97 \text{ KN.m}$$

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

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\delta_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,688. \text{ avec: } 1000\delta_{sl} = \frac{f_e}{E \cdot \delta_s} = \frac{400}{2,10^5 \times 1,15} = 1,74$$

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

Pas d'armatures de compression.

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

#### **5.3-Calcul de la section d'armatures en :**

##### **3. a-Flexion simple :**

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

##### **3. b-Flexion composée :**

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,31 - \frac{2,32 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### **5.4-Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :**

##### **4. a- Les armatures principales :**

$$N_{ser} = N_G = 1,72 \text{ kN/ml}$$

Etude des éléments non-structuraux

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

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,72} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

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

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

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

On adopte  $5\Phi 8 \text{ p.m. } A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

**4. b- Les armature de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,41}{4} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; Soit :  $5\Phi 8 \text{ p.m.}$

**6-Les vérifications :**

**6.1- Vérification des contraintes (E.L.S.) :**

Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left( e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,72 \times \left( 0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,65 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 21,15y - 190,35 = 0 \rightarrow y = 1,75 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,75^3}{3} + (15 \times 1,41 \times (9 - 1,75)^2) = 1290,34 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{650}{1290,34} \times 1,75 = 0,88 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,88 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

**6.3- 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  $\Phi \geq 8 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1,6$

Etude des éléments non-structuraux

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{650}{1290,34} \times (9 - 1,75) = 54,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 54,78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**6.4-Contrainte de cisaillement :**

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

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

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**6.5-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 :**

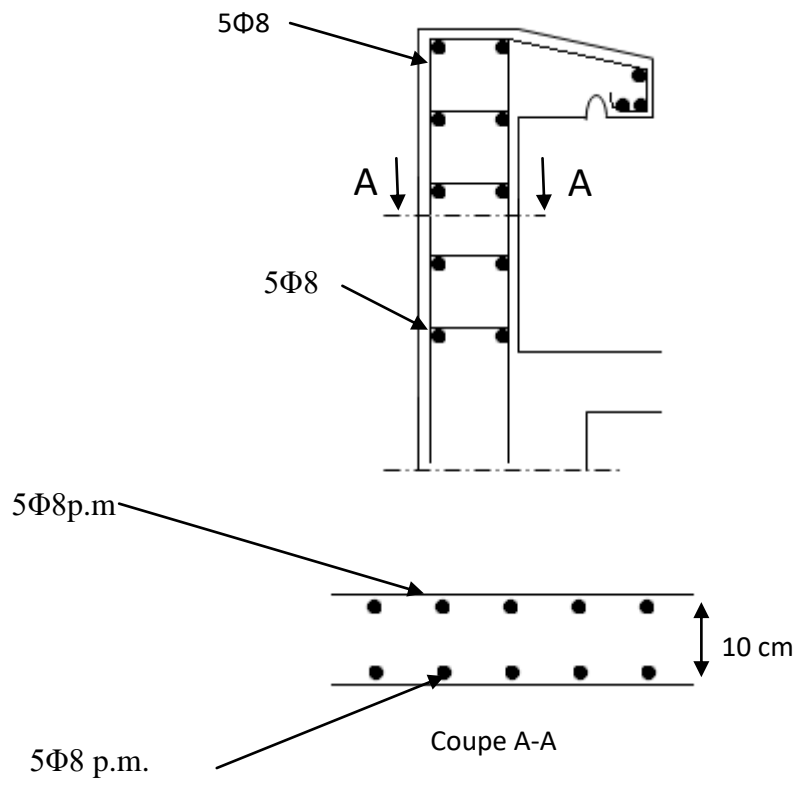
A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,15

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale C<sub>p</sub> = 0,8

W<sub>p</sub> : Poids propre de l'acrotère W<sub>p</sub> = 1,71 kN

F<sub>p</sub> : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 1,71 = 0,82 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$



**Fig. IV. 2 : Ferrailage de l'acrotère.**

## IV.2-Etude de l'ascenseur :

### 2.1-Définition :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Cet appareil élévateur est installé la plus part du temps dans une cage d'ascenseur (une trémie verticale fermée en générale à l'intérieur de l'édifice), composée de trois constituants principaux :

Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter ;

Treuil de levage de la poulie et

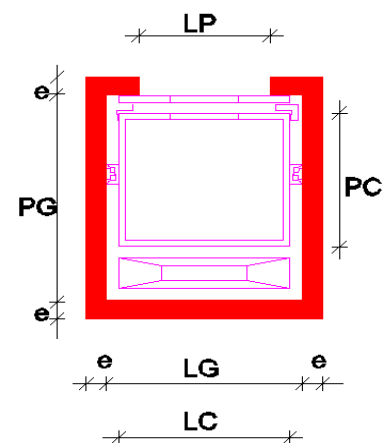
Le contre poids.

### 2.2-Etude de l'ascenseur :

D'après la norme française **NF-P82-209** qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les Dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte charge P58/59).

C'est ainsi que la norme **NF-P82-208** a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter, et pour un immeuble à usage d'habitation; On a opté pour un ascenseur de 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 6 KN,les dimensions sont :

- Largeur de la cabine :  $L_c = 1,10\text{m}$
- Profondeur de la cabine :  $P_c = 1,20\text{m}$
- Largeur de la gaine :  $L_G = 1,50\text{m}$
- Profondeur de la gaine :  $P_G = 1,50\text{m}$
- Hauteur de la cabine :  $H_c = 2,20\text{m}$
- Largeur du passage libre :  $L_p = 0,80\text{m}$
- Hauteur du passage libre :  $H_p = 2,00\text{m}$
- Epaisseur de voile :  $e = 20\text{cm}$
- Hauteur de course :  $C = 21,42\text{m}$



**Fig.IV.3:Dimensions de l'ascenseur**

Etude des éléments non-structuraux

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15cm ; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s.

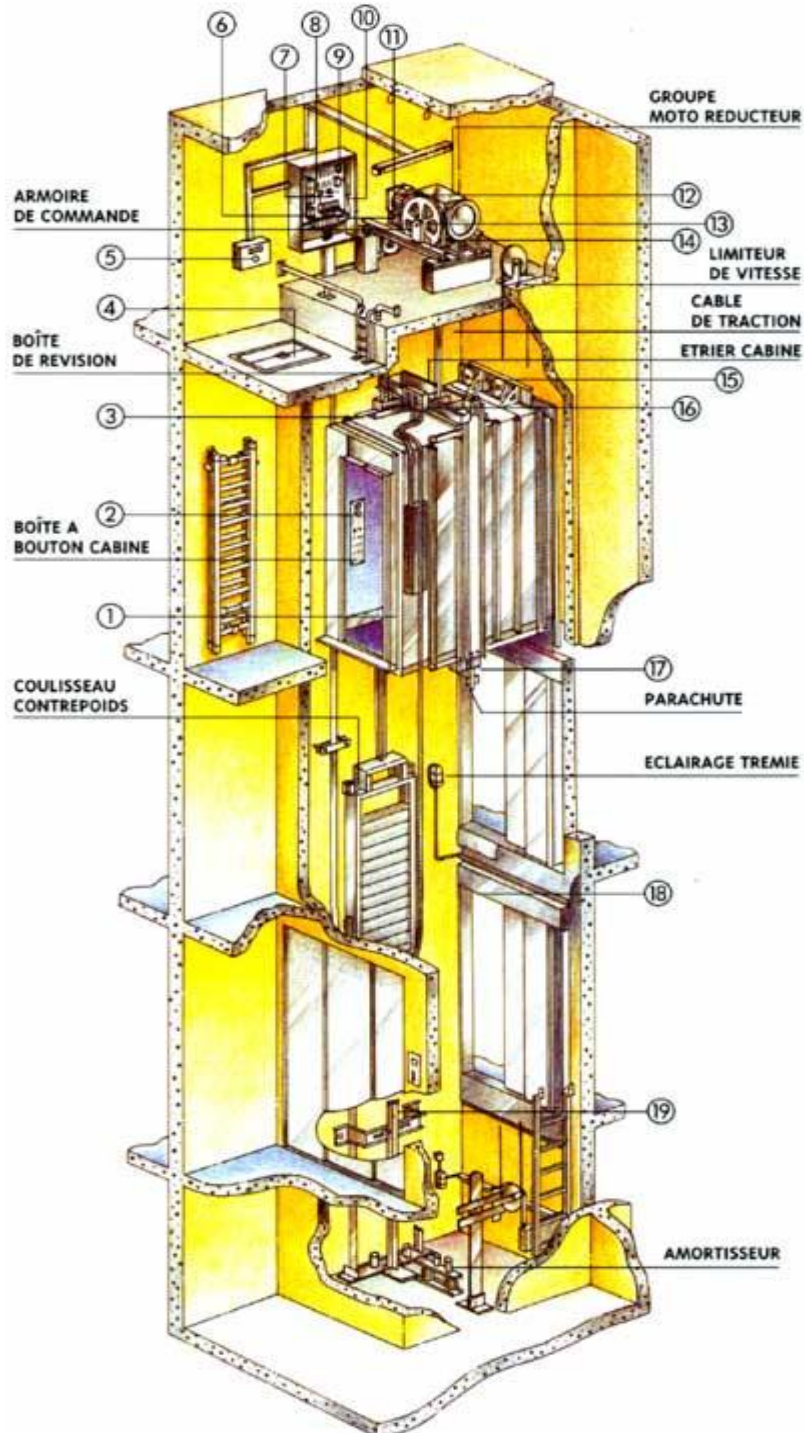


Fig.IV.4: Ascenseur électrique

**2.3-Descente de charges :****Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 6 \text{ KN (08 personnes)}$$

**Charges permanentes :**

1) **Masse de la cabine** : est composé de la somme des masses suivantes :

**Masse des côtés :**

La masse de la surface des cotés, augmentée de 10% à raison de  $0.115 \text{ KN/m}^2$  :

$$S_1 = (L_C + 2 \cdot P_C) \cdot H_C = (1,10 + 2 \times 1,20) \times 2,20 = 7,7 \text{ m}^2$$

$$M_1 = (0,115 + 0,1 \times 0,115) \times 7,7 = 0,98 \text{ KN}$$

**Masse du plancher :**

La masse du plancher à raison de  $0.70 \text{ KN/m}^2$  pour appareils de 3 à 6 KN de charge :

$$S_2 = L_C \cdot P_C = 1,10 \times 1,20 = 1,32 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 0,7 \times 1,32 = 0,924 \text{ KN}$$

**Masse du toit :**

La masse du toit à raison de  $0.2 \text{ KN/m}^2$  :

$$S_3 = L_C \cdot P_C = 1,10 \times 1,20 = 1,32 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 0,2 \times 1,32 = 0,27 \text{ KN}$$

**Masse de l'arcade :**

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de  $0.60 \text{ KN}$  plus  $0.60 \text{ KN/m}$  de largeur de cabine de 3 KN à 6 KN de charge :

$$M_4 = 0,60 + (0,60 \times 1,10) = 1,26 \text{ KN}$$

**Masse de La porte de la cabine :**

Partie fixe de  $0.80 \text{ KN}$  plus  $0.25 \text{ KN/m}^2$  de surface de porte.

$$M_5 = 0,80 + (0,25 \times 0,8 \times 2) = 1,20 \text{ KN}$$

**Masse du parachute :**

Parachute à prise amortie  $\Rightarrow M_6 = 1KN$

**Masse des accessoires :**

$M_7 = 0,80KN$

**Masse des poulies de mouflage :**

Deux poulies supplémentaires  $\Rightarrow M_8 = 0,30 \times 2 = 0,60 KN$

Donc le poids mort est égal à :

$$P_T = \sum M_i = 0,98 + 0,924 + 0,27 + 1,26 + 1,20 + 1 + 0,80 + 0,60 = 7,04 KN$$

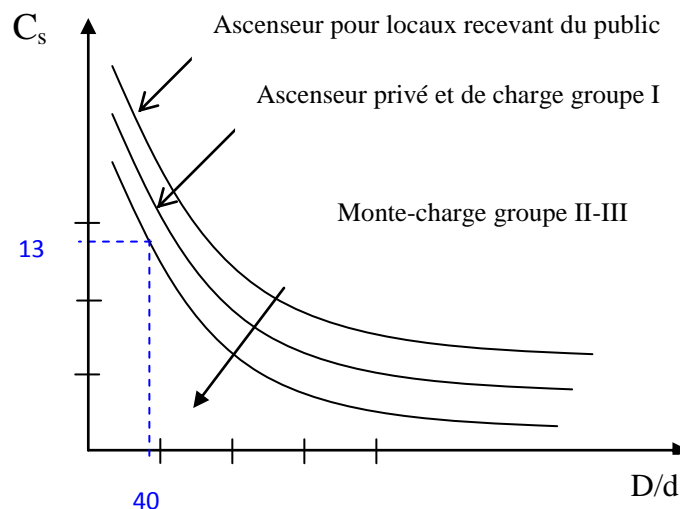
**2)Masse du contre poids :**

$$M_p = P_T + \frac{Q}{2} = 7,04 + \frac{6}{2} = 10,04 KN$$

**3)Masse du câble :**

Détermination du diamètre du câble, d'après la norme **NF 82-210**  $C_s$  doit être pour cet appareil au minimum égal à 12 et le rapport  $D/d$  au minimum égal à 40 et aussi selon abaque de détermination de suspentes.

$$\left\{ \begin{array}{l} D/d = 40 \Rightarrow d = D/40 = 500/40 \Rightarrow d = 12,5mm. \\ C_s = 13 \end{array} \right.$$



**Fig.IV.5 : Abaque de détermination de suspentes.**



**D** : diamètre de la poulie de mouflage pris entre 400 et 800 mm.

**d** : diamètre du câble.

**C<sub>s</sub>** : coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes).

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \cdot M$$

**M** : égal à la somme de la charge utile Q, poids mort P et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

- **C<sub>r</sub>** : charge de rupture effective.

$$C_r = C_s \cdot M \Rightarrow C_r = 13 \times (6 + 7,04) \Rightarrow C_r = 169,52 \text{ KN}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire **C<sub>m</sub>**, il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0.85 donc:

$$C_m = \frac{C_r}{0,85} \Rightarrow C_m = \frac{169,52}{0,85} = 199,45 \text{ KN}$$

$$C_m \text{ égal aussi : } C_m = C_r(\text{cable}) \cdot n \cdot m$$

Avec :

m : type de mouflage ;

n : nombre des câbles ;

**C<sub>r</sub>** (câble) : charge de rupture par câble en fonction du diamètre.

$$d = 12,5 \text{ mm} \Rightarrow C_r(\text{cable}) = 81,52 \text{ KN (voir tableau suivant) :}$$

**Tableau IV.1: Caractéristiques des câbles**

Diamètre des câbles [mm]	Diamètres des fils [mm]	Section [mm <sup>2</sup> ]	Masse linéaire M <sub>L</sub> [KN/m]	Charge admissible totale C <sub>r</sub> [KN]
7,87	0,5	21,05	0,00203	32,23
9,48	0,6	30,26	0,00293	46,50
11,00	0,7	41,27	0,00396	62,32
<b>12,6</b>	<b>0,8</b>	<b>53,34</b>	<b>0,00515</b>	<b>81,52</b>
14,2	0,9	67,98	0,00656	108,05
15,5	1,0	83,84	0,00810	128,30

$$n = \frac{199,45}{2 \times 81,52} \Rightarrow n = 1,22 \text{ On prend : } n = 2 \text{ câbles.}$$

Masse totale des câbles M<sub>c</sub> :

$$M_c = M_L \cdot n \cdot C$$

Avec :

M<sub>L</sub> : masse linéaire du diamètre d'un seul câble d = 12.5mm → M<sub>L</sub> = 0.00515 KN/ml

C : course du câble (hauteur du course) ⇒ C = 22m.

$$M_c = 0,00515 \times 2 \times 22 = 0,23 \text{ KN.}$$

**Masse du treuil** : M<sub>g</sub> = 12KN

**Résumé** :

- Poids mort = 7,04KN
- Masse du câble = 0,23 KN
- Masse du contre poids = 10,04 KN
- Treuil en haut + moteur = 12 KN
- G = 29,31 KN

**Combinaisons fondamentales :**

**Etat limite ultime :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 29,89 + 1,5 \times 6 = 48,57 \text{ KN.}$$

**Etat limite de service :**

$$q_{ser} = G + Q = 29,89 + 6 = 35,31 \text{ KN.}$$

**2.4-Etude du plancher :**

**Vérification de poinçonnement :**

Pour chacun des quatre appuis :

$$q_a^u = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_a^u = 12,14 \text{ KN}$$

$$q_a^{ser} = \frac{q_{ser}}{4} \Rightarrow q_a^{ser} = 8,83 \text{ KN}$$

D'après l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91:

$$\text{Si : } q_a^u \leq \frac{0,045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \Rightarrow \text{: Pas de risque de poinçonnement.}$$

Avec :

$q_a^u$ : charge ultime pour chaque appui;

$U_c$  : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen;

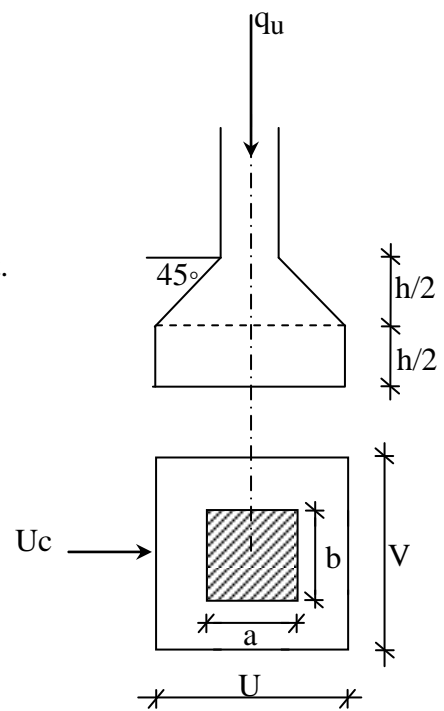
$h$  : épaisseur de la dalle égal à 20cm;

$U, V$  : représentent les cotées du rectangle ( $U // L_x$  et  $V // L_y$ )

sur lequel la charge  $Q_u$  s'applique, compte tenu de la diffusion à 45 degrés dans le béton.

La surface impact ( $a \times b$ ) est de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$U = a + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{20}{2} \Rightarrow U = 30 \text{ cm.}$$



**Fig.IV.6: Schéma de la surface d'impact .**

$$V = b + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{20}{2} \Rightarrow V = 30 \text{ cm.}$$

Donc :

$$U_c = 2 \times [U+V] \Rightarrow U_c = 120 \text{ cm.}$$

$$q_a^u = 12140 \text{ N} < \frac{0,045 \times 1200 \times 25 \times 200}{1,5} = 180000 \text{ N} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion: La dalle résiste au poinçonnement.

**2.5-Calcul des sollicitations :**

L'étude des dalles soumises à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de **PIGEAUT** et en plaçant les charges au centre ; leur moments seront par mètre linéaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = q_a \times (M_1 + v.M_2) \text{ et} \\ M_y = q_a \times (M_2 + v.M_1). \end{array} \right.$$

Avec :

**v** : Coefficient de poisson.

**M<sub>1</sub>, M<sub>2</sub>** : sans dimensions, sont donnés à partir des rapports U/L<sub>x</sub> et V/L<sub>y</sub> dans les abaques de

Pigeaut :  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

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

$$M_x^u = q_a^u \times M_1$$

$$M_y^u = q_a^u \times M_2$$

**Etat limite ultime de service :**

$$M_x^{ser} = q_a^{ser} \times (M_1 + 0.2 \times M_2)$$

$$M_y^{ser} = q_a^{ser} \times (M_2 + 0.2 \times M_1)$$

La charge au m<sup>2</sup> sera :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_a^u = \frac{q_a^u}{V \times U} = \frac{12,14}{0,30^2} = 134,89 \text{ KN/m}^2 \text{ et} \\ Q_a^{ser} = \frac{q_a^{ser}}{V \times U} = \frac{8,83}{0,3^2} = 98,11 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

**2.6-Calcul des moments dus aux charges concentrées :**

Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :

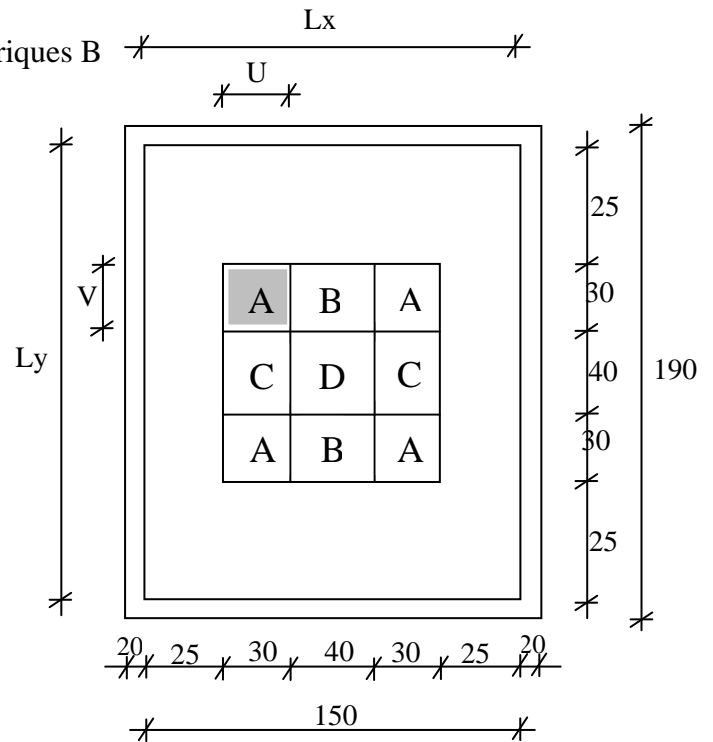
Soit pour la figure ci-dessous une dalle de dimension ( $L_x \times L_y$ ) soumise à une charge concentrée (A) répartie sur un rectangle ( $U \times V$ ).

On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :

04 rectangles symétriques A ; 02 rectangles symétriques B

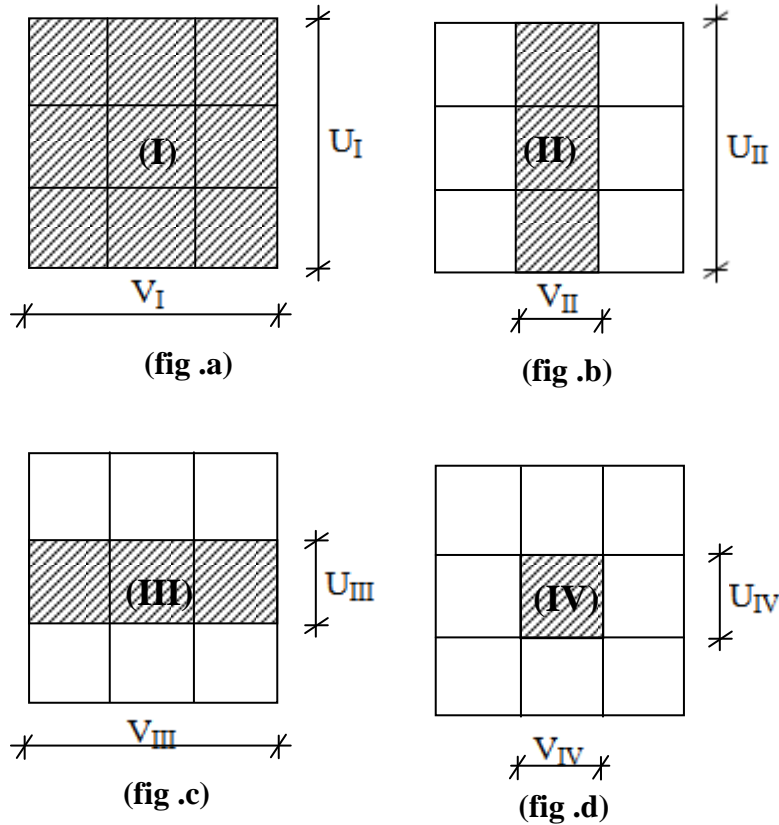
; 02 rectangles symétriques C et

01 rectangle au centre D.



**Fig.IV.7: Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.**

On divise la dalle en rectangle fictif donnant des charges symétriques comme suit :



**Fig.IV.8: Chargement de panneau**

On cherche les moments produits par les rectangles :

$$I=4A+2B+2C+D \quad (\text{fig a})$$

$$II=2B+D \quad (\text{fig b})$$

$$III=2C+D \quad (\text{fig c})$$

$$IV=D \quad (\text{fig d})$$

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés par :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,50}{1,90} = 0,8)0,4 \quad \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

Donc :

Etude des éléments non-structuraux

$$M_{xC} = (M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV})/4$$

$$M_{yC} = (M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV})/4$$

Avec :  $M_x = (M_1 + \nu M_2) \times q_u = (M_1 + \nu M_2) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_x / 4 = (M_1 + \nu M_2) \times Q_a$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) \times q_u = (M_2 + \nu M_1) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_y / 4 = (M_2 + \nu M_1) \times Q_a$$

$$Q'_a = Q_a \times S$$

$$S = U \times V$$

**Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif des résultats**

	I	II	III	IV
U en [m]	1	1	0.40	0.40
V en [m]	1	0,40	1	0,40
S en [m <sup>2</sup> ]	1	0,40	0,40	0,16
U/L <sub>x</sub>	0,66	0,66	0,266	0,266
V/L <sub>y</sub>	0,66	0,266	0,66	0,266
M <sub>1</sub>	0,089	0,108	0,135	0,184
M <sub>2</sub>	0,058	0,103	0,073	0,139
Q <sub>a</sub> <sup>u</sup> = Q <sub>a</sub> <sup>u</sup> × S en [N]	134890	53956	53956	21582,4
Q <sub>a</sub> <sup>ser</sup> = Q <sub>a</sub> <sup>ser</sup> × S en [N]	98110	39244	39244	15697,6
M <sub>X</sub> <sup>U</sup> en [N.m]	12005,21	5827,25	7284,06	3971,16
M <sub>Y</sub> <sup>U</sup> en [N.m]	7823,62	5557,47	3938,79	2999,95
M <sub>X</sub> <sup>ser</sup> en [N.m]	9869,87	5046,78	5870,90	3324,75
M <sub>y</sub> <sup>ser</sup> en [N.m]	7436,74	4889,80	3924,4	2759,64
M <sub>XC</sub> <sup>U</sup> en [N.m]	2865,06			
M <sub>YC</sub> <sup>U</sup> en [N.m]	1327,31			
M <sub>XC</sub> <sup>ser</sup> en [N.m]	2276,94			
M <sub>YC</sub> <sup>ser</sup> en [N.m]	1382,18			

**Descente des charges :**

Dalle machine : ( $e_p = 20\text{cm}$ )  $\Rightarrow G = 0,2 \times 25 = 5 \text{ KN/m}^2$

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

**Combinaison fondamentale :**

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 1 = 8,25 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_u = q_u \times 1,00 = 8,25 \text{ KN/m}_L.$$

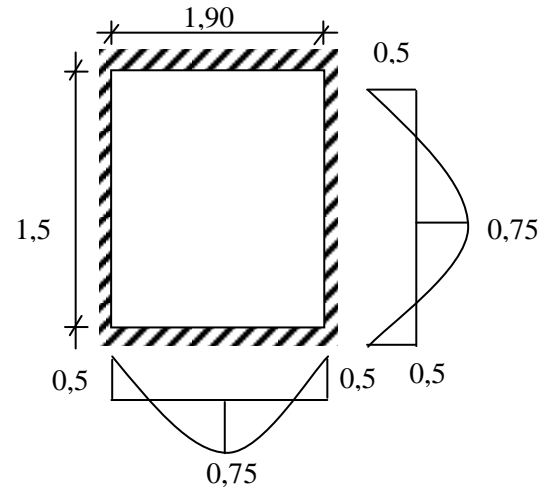
Etat limite de service (E.L.S.):

$$q_{\text{ser}} = G + Q$$

$$q_{\text{ser}} = 5 + 1 = 6 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$q_s = q_s \times 1,00 = 6 \text{ KN/m}_L.$$



**Fig.IV.9: Dimensions de panneau de dalle d'ascenseur**

**Calcul des sollicitations :**

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Suivant la direction } L_x; \\ \text{Suivant la direction } L_y. \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times L_x^2 \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \end{array} \right.$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Suivant la direction } L_x; \\ \text{Suivant la direction } L_y. \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_x^{\text{ser}} = \mu_x^{\text{ser}} \times \bar{q}_{\text{ser}} \times L_x^2 \\ M_y^{\text{ser}} = \mu_y^{\text{ser}} \times M_x^{\text{ser}} \end{array} \right.$$

Avec :  $\mu_x$  et  $\mu_y = f(\rho, \nu)$

Coefficient de poisson :

$\Rightarrow$  Etats limites ultimes (béton fissuré)

$\Rightarrow$  Etats limites de service (béton non fissuré).

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \\ \nu = 0.2 \end{array} \right.$$



**Calcul des moments dus aux charges réparties :**

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,50}{1,90} = 0,8 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \mu_x^u = 0,0561 \quad \text{et} \quad \mu_y^u = 0,5959$$

$$M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times L_x^2 = 0,0561 \times 8,25 \times 1,90^2 = 1,67 \text{ KN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 0,5959 \times 1,1 = 1 \text{ KN.m}$$

Etat limite de service :

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,50}{1,90} = 0,8 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \mu_x^{ser} = 0,0628 \quad \text{et} \quad \mu_y^{ser} = 0,7111$$

$$M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \bar{q}_{ser} \times L_x^2 = 0,0628 \times 6 \times 1,9^2 = 1,36 \text{ KN.m}$$

$$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 0,7111 \times 1,36 = 0,96 \text{ KN.m}$$

**Moments totaux sollicitant la dalle machine :**

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties :

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (2865,06 + 1670) \Rightarrow M_{xt}^u = 4535,06 \text{ N.m}$$

$$M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (1327,31 + 1000) \Rightarrow M_{yt}^u = 2327,31 \text{ N.m}$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{xt}^{ser} = (M_{xc}^{ser} + M_x^{ser}) = (2276,94 + 1360) \Rightarrow M_{xt}^{ser} = 3636,94 \text{ N.m}$$

$$M_{yt}^{ser} = (M_{yc}^{ser} + M_y^{ser}) = (1385,18 + 960) \Rightarrow M_{yt}^{ser} = 2342,18 \text{ N.m}$$

- Moment max en travée :  $M_t = 0,75 \times M_{xt}$  et
- Moment max en appuis :  $M_a = -0,5 \times M_{xt}$

Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

Moments Panneau	$M_{tx}^u$ [N.m]	$M_{tx}^{ser}$ [N.m]	$M_{ax}^u$ [N.m]	$M_{ax}^{ser}$ [N.m]	$M_{ty}^u$ [N.m]	$M_{ty}^{ser}$ [N.m]	$M_{ay}^u$ [N.m]	$M_{ay}^{ser}$ [N.m]
(1)	3401,3	2727,71	-2267,53	-1818,47	1745,48	1756,64	-1163,66	-1171,09

Tableau IV.3 :Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

**2.7-Calcul du ferrailage de la dalle pleine**

**Sens X-X :**

**En travées :**

**E.L.U :**

$$M_{tx}^u = 3401,3 N.m$$

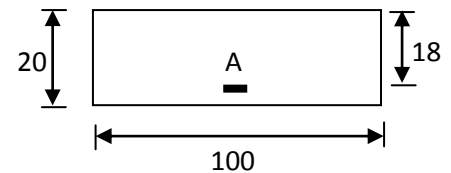
$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{3401,3}{14,17 \times 100 \times (18)^2} = 0,0074$$

$$\mu = 0,0055 \Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0069$$

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

$$\beta = 0,997$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{3401,3}{348 \times 0,997 \times 18} = 0,54 cm^2 / m_L$$



Section de calcul en travée (x-x)

**Condition de non fragilité : [BAEL 91]**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{tj} / f_e = 0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1 / 400 = 2,17 cm^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{min}) \Rightarrow A_t = 2,17 cm^2 / m_L$$

On adopte : **4T12; A = 4,52cm<sup>2</sup>/ml**

**E.L.S :**

$$M_{tx}^{ser} = 2203,4 N.m$$

- Flexion simple
  - Section rectangulaire sans A'
  - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{3401,3}{2727,71} = 1,25$$

$$\frac{1,25 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0,325 > \alpha = 0,0069$$

**Conclusion :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{MPa C.V}$$

Fissuration peu préjudiciable  $\Rightarrow$  les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues. (Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

**En appuis :**

**E.L.U. :**

$$M_{ax}^u = -2267,53 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{2267,53}{14,17 \times 100 \times (18)^2} = 0,0049$$

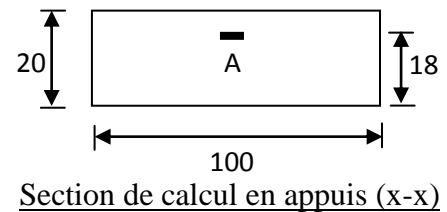
$$\mu = 0,0049$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0062$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,998$$

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{2267,53}{348 \times 0,998 \times 18} = 0,36 \text{cm}^2 / m_L$$



**Condition de non fragilité : [BAEL 91]**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{tj} / f_e = 0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1 / 400 = 2,17 \text{cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2,17 \text{cm}^2 / m_L$$

On adopte : **4T10 ; A = 3,14cm<sup>2</sup>/ml**

**E.L.S :**

$$M_{ax}^{ser} = -1469 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
  - Section rectangulaire sans A
  - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans A} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{2267,53}{1818,47} = 1,25$$

$$\frac{1,25-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,325 > \alpha = 0,0062$$

**Conclusion :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa C.V}$$

Fissuration peu préjudiciable  $\Rightarrow$  les armatures calculées à E.L.U seront maintenues (Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ ).

**Sens Y-Y :**

**En travées :**

**E.L.U :**

$$M_{tx}^u = 2532,9 \text{ N.m}$$

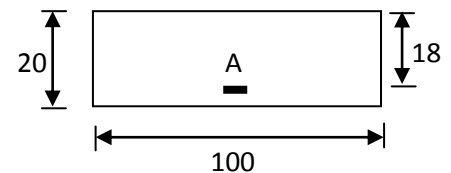
$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{1745,48}{14,17 \times 100 \times (18)^2} = 0,0038$$

$$\mu = 0,0038 \Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0047$$

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

$$\beta = 0,998$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{1745,48}{348 \times 0,998 \times 18} = 0,28 \text{ cm}^2 / m_L$$



Section de calcul en travée (x-x)

**Condition de non fragilité : [BAEL 91]**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{tj} / f_e = 0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1 / 400 = 2,17 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{min}) \Rightarrow A_t = 2,17 \text{ cm}^2 / m_L$$

On adopte : **4T12; A = 4,52 cm<sup>2</sup>/ml**

**E.L.S :**

$$M_{tx}^{ser} = 2203,4 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
  - Section rectangulaire sans A
  - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{?} \\ \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{1745,48}{1756,64} = 0,99$$

$$\frac{0,99-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,197 > \alpha = 0,0047$$

**Conclusion :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa C.V}$$

Fissuration peu préjudiciable  $\Rightarrow$  les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues. (Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ ).

**En appuis :**

**E.L.U. :**

$$M_{ax}^u = -1163,66 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{1163,66}{14,17 \times 100 \times (18)^2} = 0,00253$$

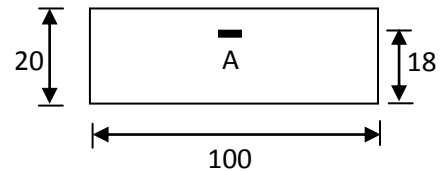
$$\mu = 0,00253$$

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

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,0031$$

$$\beta = 0,998$$

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{1163,66}{348 \times 0,998 \times 18} = 0,19 \text{ cm}^2 / m_L$$



Section de calcul en appuis (x-x)

**Condition de non fragilité : [BAEL 91]**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{tj} / f_e = 0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1 / 400 = 2.17 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{min}) \Rightarrow A_t = 2.17 \text{ cm}^2 / m_L$$

On adopte : **4T10 ; A = 3,14cm<sup>2</sup>/ml**

E.L.S :

$$M_{ax}^{ser} = -11469 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
  - Section rectangulaire sans A
  - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{1163,66}{1171,09} = 0,99$$

$$\frac{0,99-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,197 > \alpha = 0,0031$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa C.V}$$

Fissuration peu préjudiciable  $\Rightarrow$  les armatures calculées à E.L.U seront maintenues (Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ ))

### **2.8-Vérification des contraintes de cisaillement :**

Tu max :

$$T_x^u = q_a^u + q_u \times \frac{Lx}{2}$$

$$T_x^u = 12,14 + 8,25 \times \frac{1,90}{2} = 19,98 \text{ KN}$$

Calcul:  $\tau_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{19,98}{(1 \times 0,18) \times 10^3} = 0,111 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,00 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,111 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

}  $\Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**2.9-Vérification de la flèche :**

**2.9.1-Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]**

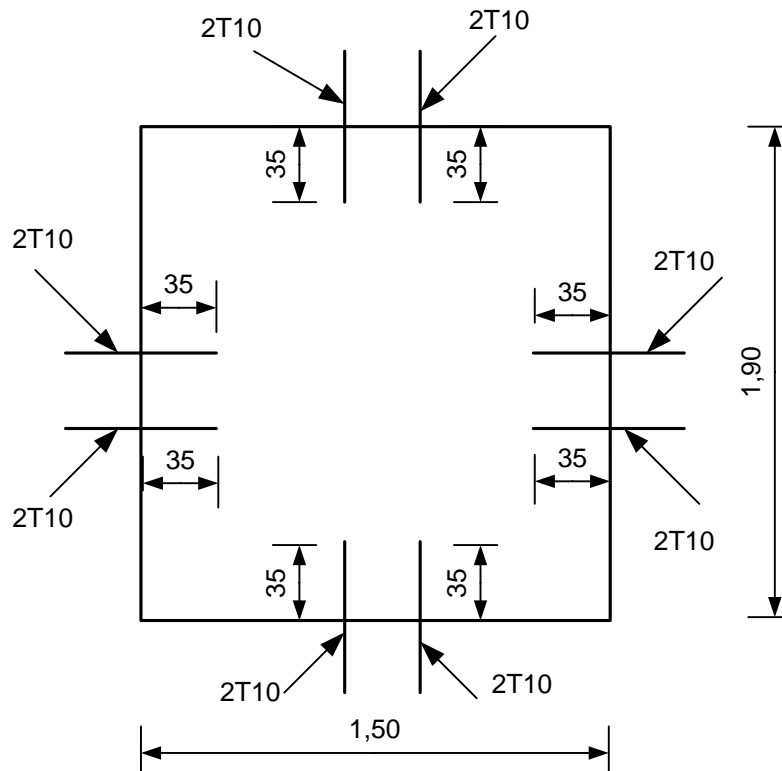
- $\frac{h_d}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e}$

**2.9.2-Vérification si la flèche est nécessaire:**

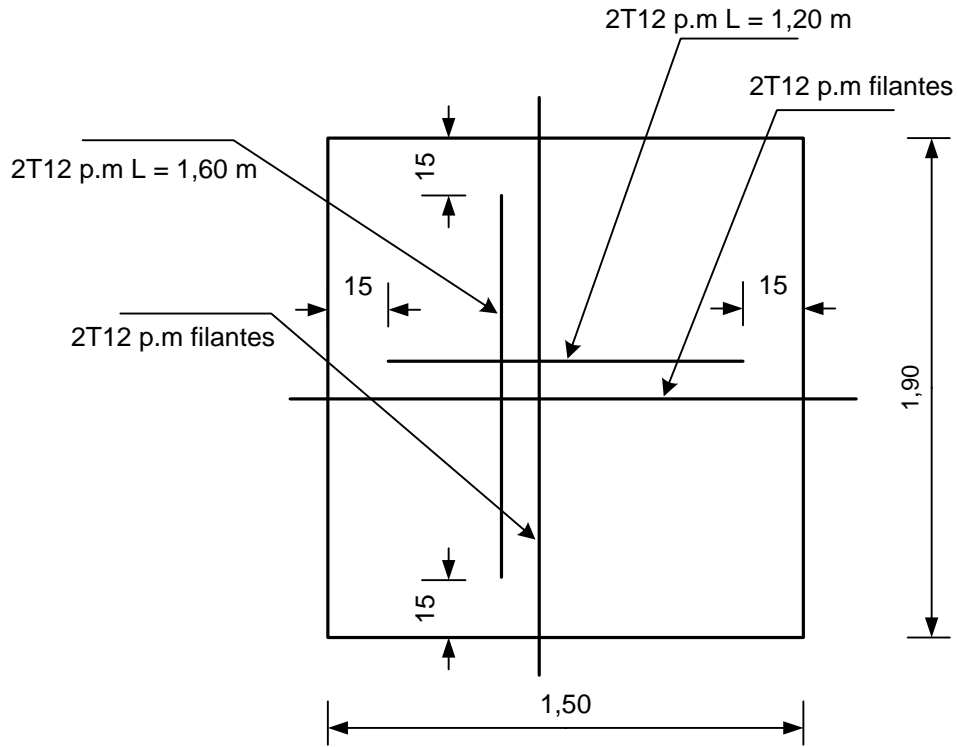
$$\frac{h_d}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^{ser}}{20M_{xt}^{ser}} \Rightarrow \frac{h_d}{L_x} = \frac{20}{190} = 0,105 > \frac{3401.3}{20 \times 2727.71} = 0,062 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 18} = 0,0025 < \frac{2}{400} = 0,005 \text{ condition vérifiée ; } (f_e \text{ en (MPa)})$$

**Conclusion :** les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



**Fig.IV.10 : Ferrailage sur appuis de la dalle de machine.**



**Fig.IV.11 : Ferrailage en travée de la dalle de machine.**



**IV.3-Les escaliers :****3.1-Définition :**

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. Le terme a pour origine étymologique « *scala* », l'« échelle » en latin. Le métier correspondant est celui d'escaliéteur.

Par extension, ce type de construction a donné son nom à un escalier, voie piétonne, à ciel ouvert ou couverte, constituée d'une ou plusieurs volées de marches, Pour les escaliers de notre bâtiment, Nous avons les escaliers en console (Les marches sont encastrées dans le voile en béton armé + le palier est encastré de deux cotés).

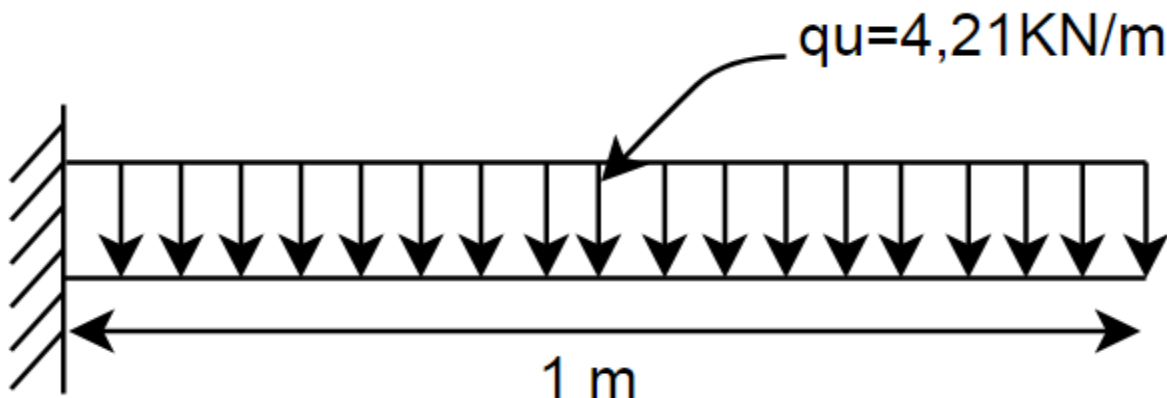
Les calculs des escaliers ont été effectués par un programme Maple18 créé par nos soins.

**3.2-Calcul de paillasse et marches en console:****Calcul des escaliers consoles :**

Dans ce type d'escaliers, la marche est encastrée dans un mur ou dans un pilier central (cette conception est surtout recommandée dans les escaliers en hélice ou lorsqu'il est difficile de placer des poteaux et des poutres dans la cage d'escalier.)

**Escalier console à paillasse rectiligne :** (encastrement dans un voile)

- Paillasse mince de très faible épaisseur (4 cm) ;
- Marche élément résistant (marche armée).



**Fig.IV.12 .Schéma statique des marches.**

# CHAPITRE IV

## Etude des éléments non-structuraux

**Calcul de pailasse:**

$g := 30$	30	(1)
$epaillasse := 4$	4	(2)
$unprotect(\alpha)$ $\alpha := 29.538$	29.538	(3)
$cos\alpha := 0.87$	0.87	(4)
$h := 17$	17	(5)
$heq := \frac{h}{2} + \frac{epaillasse}{cos\alpha}$	13.09770115	(6)
$heq := 13.1$	13.1	(7)
$Gr := \left(0.4 + 0.4 + 0.54 + \frac{0.2}{cos\alpha}\right) \cdot g \cdot 10^{-2}$	0.4709655171	(8)
$Gr := 0.471$	0.471	(9)
$\gamma\beta a := 25$	25	(10)

$G := \gamma\beta a \cdot g \cdot heq \cdot 10^{-4}$	0.9825000000	(11)
$Q := 1.5$	1.5	(12)
$qu := 1.35 \cdot (G + Gr) + 1.5 \cdot Q$	4.212225000	(13)
$qs := G + Gr + Q$	2.953500000	(14)
$L := 1$	1	(15)
$Mumax := \frac{qu \cdot L^2}{2}$	2.106112500	(16)
$b := 30$	30	(17)
$d := 0.9 \cdot 13.1$	11.79	(18)
$fc28 := 25$	25	(19)
$\gamma\beta := 1.5$	1.5	(20)
$\sigma bc := \frac{0.85 \cdot fc28}{\gamma\beta}$	14.16666667	(21)

# CHAPITRE IV

## Etude des éléments non-structuraux

Maple 18 interface showing the following calculations:

- $\sigma_{bc} := 14.2$  (22)
- $\sigma := \frac{400}{1.15}$  (23)
- $\sigma := 348$  (24)
- Ferrailage:**
- $\mu := \frac{M_{max} \cdot 10^3}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$  (25)
- $\beta := 0.9825$  (26)
- $A_{marche} := \frac{M_{max} \cdot 10^3}{\beta \cdot d \cdot \sigma}$  (27)
- On adopte 2Ø10 (soit 1.57 cm<sup>2</sup>/marche)
- Condition de non fragilité:
- $A_{mn} := \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot 2.1}{400}$  (28)
- Condition vérifiée
- $T_{max} := q_u \cdot L$  (29)

Maple 18 interface showing the following calculations:

- ELS:**
- $M_{smax} := \frac{q_s \cdot L^2}{2}$  (30)
- $T_{smax} := q_s \cdot L$  (31)
- Vérification à l'ELS:
- $A := 1.57$  (32)
- Position de l'axe neutre:
- $\frac{b}{2} \cdot y^2 - 15 \cdot A \cdot (d - y)$  (33)
- $y := 3.5313650101222$  (34)
- $3.5313650101222$  (35)
- Moment d'inertie:**
- $I_n := \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2$  (36)
- Détermination des contraintes dans le béton comprimé:
- $\sigma_{bc} := \frac{M_{smax} \cdot 10^3}{I_n} \cdot y$  (37)
- $\sigma_{bc} := 6.678$

# CHAPITRE IV

## Etude des éléments non-structuraux

CAUsers\normed\Desktop\Escaliers paillasse.mw - [Server 1] - Maple 18

Fichier Édition (E) Affichage (V) Insertion Format Table Dessin Graphique Feuille de calcul (S) Outils Fenêtre (W) Aide (H)

Texte Math Dessin Graphique Animation Masquer

2D Input Times New Roman 12 B I U

$obcb := .6 \cdot fc28$  15.0 (38)

Vérification de la contrainte de cisaillement:

$\tau := \frac{Tmax}{0.30 \cdot 0.1179 \cdot 10^3}$  0.1190903308 (39)

$\tau ub := 0.13 \cdot fc28$  3.25 (40)

Vérification de la flèche:  
Détermination de centre de gravité:

$Y_G := \frac{\left( \frac{(b \cdot heq) \cdot heq}{2} \right) + (15 \cdot A \cdot d)}{b \cdot heq}$  7.256500000 (41)

$Y1 := Y_G$  7.256500000 (42)

$Y2 := heq - Y_G$  5.843500000 (43)

Moment d'inertie:  
 $unprotect(I);$

$In := \frac{b \cdot Y1^3}{3} + \frac{b \cdot Y2^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - Y1)^2$  6300.404659 (44)

$unprotect(Ei)$

Prêt C:\Users\normed\Desktop Mémoire: 38.37M Temps: 0.07s Mode Math

CAUsers\normed\Desktop\Escaliers paillasse.mw - [Server 1] - Maple 18

Fichier Édition (E) Affichage (V) Insertion Format Table Dessin Graphique Feuille de calcul (S) Outils Fenêtre (W) Aide (H)

Texte Math Dessin Graphique Animation Masquer

2D Input Times New Roman 12 B I U

$Y2 := heq - Y_G$  7.256500000 (42)

5.843500000 (43)

Moment d'inertie:  
 $unprotect(I);$

$In := \frac{b \cdot Y1^3}{3} + \frac{b \cdot Y2^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - Y1)^2$  6300.404659 (44)

$unprotect(Ei)$

$Ei := 32164.2$  32164.2 (45)

$F := \frac{qu \cdot L^4}{8 \cdot Ei \cdot In}$  2.598246652  $10^{-9}$  (46)

$Fachn := \frac{L}{250}$   $\frac{1}{250}$  (47)

$evalf(\%)$  0.004000000000 (48)

$F < Fachn$  2.598246652  $10^{-9} < \frac{1}{250}$  (49)

Condition vérifiée

Prêt C:\Users\normed\Desktop Mémoire: 38.37M Temps: 0.07s Mode Math

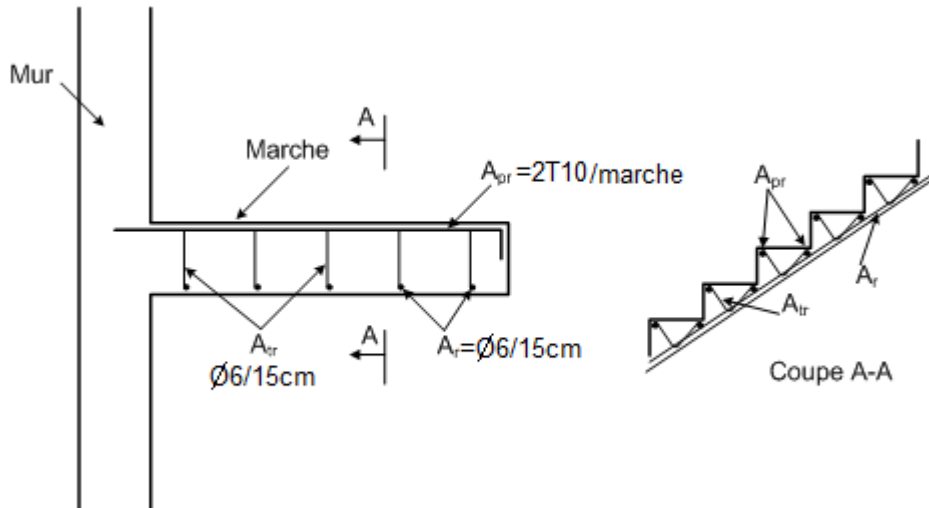


Fig.IV.13 .Ferrailage des marches.

**3.2-Calcul de palier :**

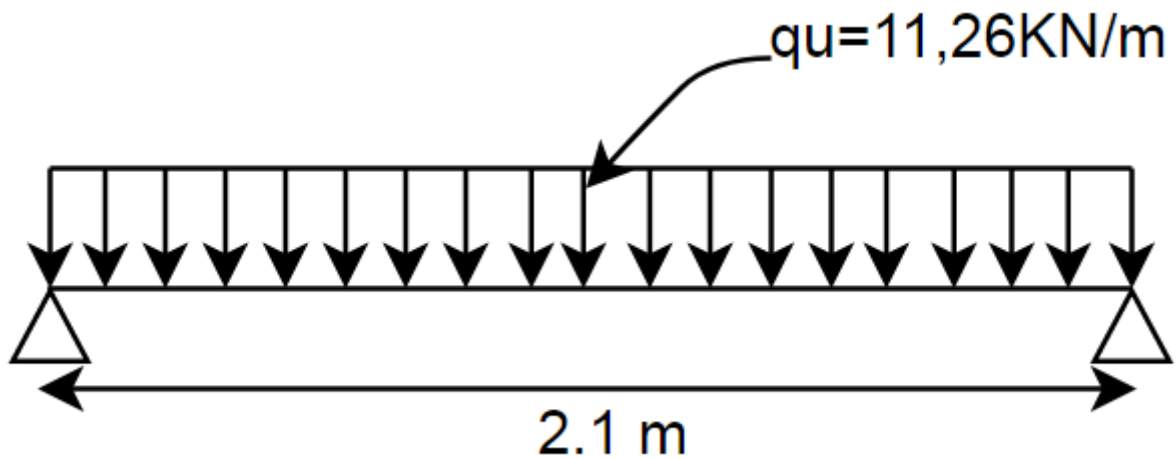


Fig.IV.14 .Schéma statique de palier.

# CHAPITRE IV

## Etude des éléments non-structuraux

C:\Users\normed\Desktop\Escaliers Palier.mw\* - [Server 1] - Maple 18

Fichier Édition (E) Affichage (V) Insertion Format Table Dessin Graphique Feuille de calcul (S) Outils Fenêtre (W) Aide (H)

Texte Math Dessin Graphique Animation Masquer

2D Input Times New Roman 12 B I U

**Calcul des charges et moments:**

$ep := 17$  17 (1)

$G := 2 \cdot 0.2 + 2 \cdot 0.2 + 2 \cdot 0.18 + 17 \cdot 0.25 + 0.15$  5.56 (2)

$Q := 2.5$  2.5 (3)

$qu := 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$  11.2560 (4)

$qs := G + Q$  8.06 (5)

$L := 2.1$  2.1 (6)

**ELU:**

$M0u := \frac{qu \cdot L^2}{8}$  6.204870000 (7)

$Ma := 0.4 \cdot M0u$  2.481948000 (8)

$Mt := 0.85 \cdot M0u$  5.274139500 (9)

$Tw := \frac{qu \cdot L}{2}$  11.81880000 (10)

$Te := -\frac{qu \cdot L}{2}$  -11.81880000 (11)

Prêt C:\Users\normed\Desktop Mémoire: 38.37M Temps: 0.04s Mode Math

C:\Users\normed\Desktop\Escaliers Palier.mw\* - [Server 1] - Maple 18

Fichier Édition (E) Affichage (V) Insertion Format Table Dessin Graphique Feuille de calcul (S) Outils Fenêtre (W) Aide (H)

Texte Math Dessin Graphique Animation Masquer

2D Output Times New Roman 12 B I U

$Te := -\frac{qu \cdot L}{2}$  -11.81880000 (11)

**ELS:**

$M0s := \frac{qs \cdot L^2}{8}$  4.443075000 (12)

$Mts := 0.85 \cdot M0s$  3.776613750 (13)

$Mas := 0.4 \cdot M0s$  1.777230000 (14)

$Tws := \frac{qs \cdot L}{2}$  8.463000000 (15)

$Tes := -\frac{qs \cdot L}{2}$  -8.463000000 (16)

**Ferrailage:**

$b := 100$  100 (17)

$h := 17$  17 (18)

$d := 0.9 \cdot h$  15.3 (19)

$\alpha_s := 348$  348 (20)

Prêt C:\Users\normed\Desktop Mémoire: 38.37M Temps: 0.04s Mode Math

# CHAPITRE IV

## Etude des éléments non-structuraux

$\sigma bc := 14.2$  14.2 (21)  
**Appuis:**  
 $\mu := \frac{Ma \cdot 10^3}{b \cdot d^2 \cdot \sigma bc}$  0.007466575697 (22)  
 $\beta := 0.9965$  0.9965 (23)  
 $Aa := \frac{Ma \cdot 10^3}{\beta \cdot d \cdot \sigma s}$  0.4677832862 (24)  
 Condition de non fragilité:  
 $A_{min} := \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot 2.1}{400}$  1.847475000 (25)  
 On adopte 4T10 ( $Aa=3.14\text{cm}^2$ )  
 $Aa := 3.14$  3.14 (26)  
 Armatures de répartition:  
 $Ar := \frac{Aa}{4}$  0.7850000000 (27)  
 On adopte 4t8 ( $Ar=2.01\text{m}^2$ )  
**Travée:**  
 $\mu := \frac{Ml \cdot 10^3}{b \cdot d^2 \cdot \sigma bc}$  0.01586647335 (28)

$\beta := 0.992$  0.992 (29)  
 $At := \frac{Ml \cdot 10^3}{\beta \cdot d \cdot \sigma s}$  0.9985487348 (30)  
 Condition de non fragilité:  
 $A_{min} := \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot 2.1}{400}$  1.847475000 (31)  
 On adopte 4T12 ( $At=4.52\text{cm}^2$ )  
 $At := 4.52$  4.52 (32)  
 Armatures de répartition:  
 $Ar := \frac{At}{4}$  1.130000000 (33)  
 On adopte 4t8 ( $Ar=2.01\text{m}^2$ )  
 L'espacement:  
 $St := 25$  25 (34)  
**Vérification à l'ELS:**  
**En Travée:**  
 Position de l'axe neutre:  
 $\frac{b}{2} \cdot y^2 - 15 \cdot At(d - y)$   $50y^2 - 67.80$  (35)  
 $y := 3.9270498368639$  3.9270498368639 (36)

# CHAPITRE IV

## Etude des éléments non-structuraux

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 - 15 \cdot A_t \cdot (d - y) = 2.10^{-7} \quad (37)$$

**Moment d'inertie:**  

$$I_n := \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A_t \cdot (d - y)^2 = 10788.25170 \quad (38)$$

**Détermination des contraintes dans le béton comprimé:**  

$$\sigma_{bc} := \frac{M_{0s} \cdot 10^3}{I_n} \cdot y = 1.617331282 \quad (39)$$

$$f_{c28} := 25 = 25 \quad (40)$$

$$\sigma_{cb} := .6 \cdot f_{c28} = 15.0 \quad (41)$$

**Condition vérifiée**  
**Sur appuis:**  
 Position de l'axe neutre:  

$$\frac{b}{2} \cdot s^2 - 15 \cdot A_a \cdot (d - s) = 50s^2 - 47.10 \quad (42)$$

$$s := 3.3544987910075 = 3.3544987910075 \quad (43)$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 - 15 \cdot A_a \cdot (d - y) = 235.4200685 \quad (44)$$

C:\Users\normed\Desktop Mémoire: 38.37M Temps: 0.04s Mode Math

**Moment d'inertie:**  

$$I_{n2} := \frac{b}{3} \cdot s^3 + 15 \cdot A_a \cdot (d - s)^2 = 7979.169180 \quad (45)$$

**Détermination des contraintes dans le béton comprimé:**  

$$\sigma_{bc} := \frac{M_{0s} \cdot 10^3}{I_{n2}} \cdot s = 1.867899951 \quad (46)$$

$$\sigma_{cb} := .6 \cdot f_{c28} = 15.0 \quad (47)$$

**Vérification de la contrainte de cisaillement:**  

$$\tau_u := \frac{T_w}{1.0 \cdot 153 \cdot 10^3} = 0.07724705882 \quad (48)$$

$$\tau_{ub} := 0.13 \cdot f_{c28} = 3.25 \quad (49)$$

**Il n'y a pas de risque de cisaillement.**  
**Vérification de la flèche:**  

$$L := 210 = 210 \quad (50)$$

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{210} \quad (51)$$

$$\text{evalf}(\%) = 0.08095238095 \quad (52)$$

$$\frac{1}{4}$$

C:\Users\normed\Desktop Mémoire: 38.37M Temps: 0.04s Mode Math



# CHAPITRE IV

## Etude des éléments non-structuraux

The screenshot shows the Maple 18 interface with the following content:

- Equation (51):  $\frac{17}{210}$
- Equation (52):  $evalf(\%) = 0.08095238095$
- Equation (53):  $\frac{1}{16}$
- Equation (54):  $evalf(\%) = 0.06250000000$
- Equation (55):  $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$  and  $\frac{1}{16} < \frac{17}{210}$
- Equation (56): "condition vérifiée"  $\frac{1}{10} \frac{Mts}{MOu}$  and  $0.06086531628$
- Equation (57):  $\frac{h}{L} > \frac{1}{10} \frac{Mts}{MOu}$  and  $0.06086531628 < \frac{17}{210}$
- Equation (58): "Condition vérifiée"  $\frac{At}{b \cdot d} < \frac{4.2}{400}$  and  $0.002052287582 < 0.01050000000$

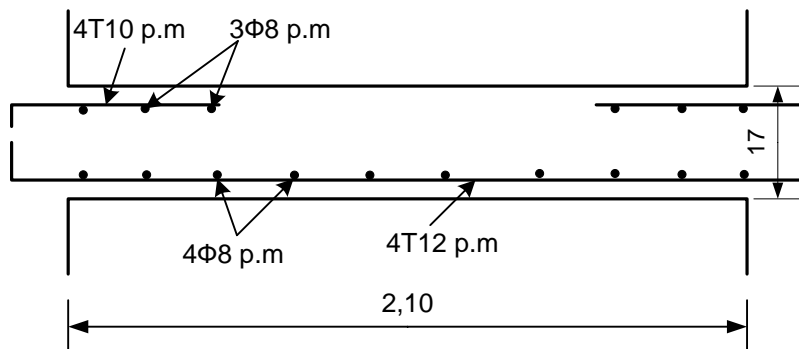


Fig.IV.15 .Ferraillage de palier.

CHAPITRE V  
ETUDE SISMIQUE

## **V-Etude sismique :**

### **V.1-Introduction :**

L'étude du comportement dynamique des ouvrages est importante pour mieux comprendre et prédire la réponse sismique des structures de génie civil. L'utilisation de ces connaissances peut permettre de réduire les conséquences des séismes pour la population.

En Algérie, les règles parasismiques algériennes prévoient un ensemble des conditions à vérifier pour tous les bâtiments afin d'assurer leur stabilité et leur résistance aux différentes forces sismiques.

### **V.2-Calcul sismique :**

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure. On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse :

#### **2.1-Analyse statique équivalente :**

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

#### **2.2-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. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

#### **2.3-Méthode du calcul**

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « ETABS » qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Réponse Spectrum Fonction; Time Historie Fonction...) Pour notre cas, on a choisie « Réponse Spectrum Fonction» qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale, la méthode prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

-Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).

- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique soit au moins égale à 90%.

### **2.4-Conditions à vérifier :**

Notre bâtiment doit vérifier les conditions suivantes pour être considéré comme stable et résistant à l'activité sismique :

**1) la période dynamique  $T_{dyn}$  ne doit pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% :**

$$T_{dyn} < 1,3 T_{sta}$$

**2) la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente :**

$$V_{dx} > 80\%V_{st}$$

$$V_{dy} > 80\%V_{st}$$

**3) les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage :**

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \text{ avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

- **R** : Coefficient de comportement
- $\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta}_k$  : Déplacement admissible (égale à 1%  $h_e$ )

**4) Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  :**

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

**$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « K » :**

**$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau « K »**

**$\Delta_k$  : 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 calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur :  $1/(1 - \theta_k)$  ;
- Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

5) le facteur de participation massique dépasse 90 % :  $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

### V.3-Méthode d'analyse modale spectrale :

#### 3.1-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.

#### 3.2-Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & \rightarrow 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & \rightarrow T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & \rightarrow T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

CHAPITRE V  
Etude sismique

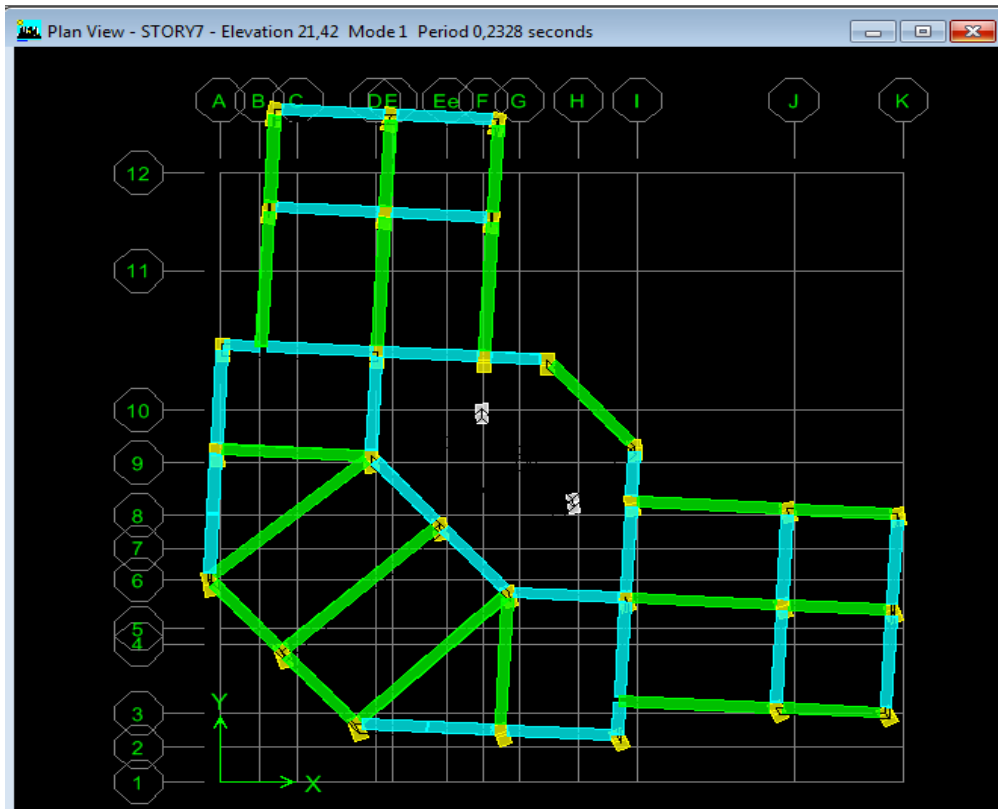


Fig V.1 : Déformation (mode1)

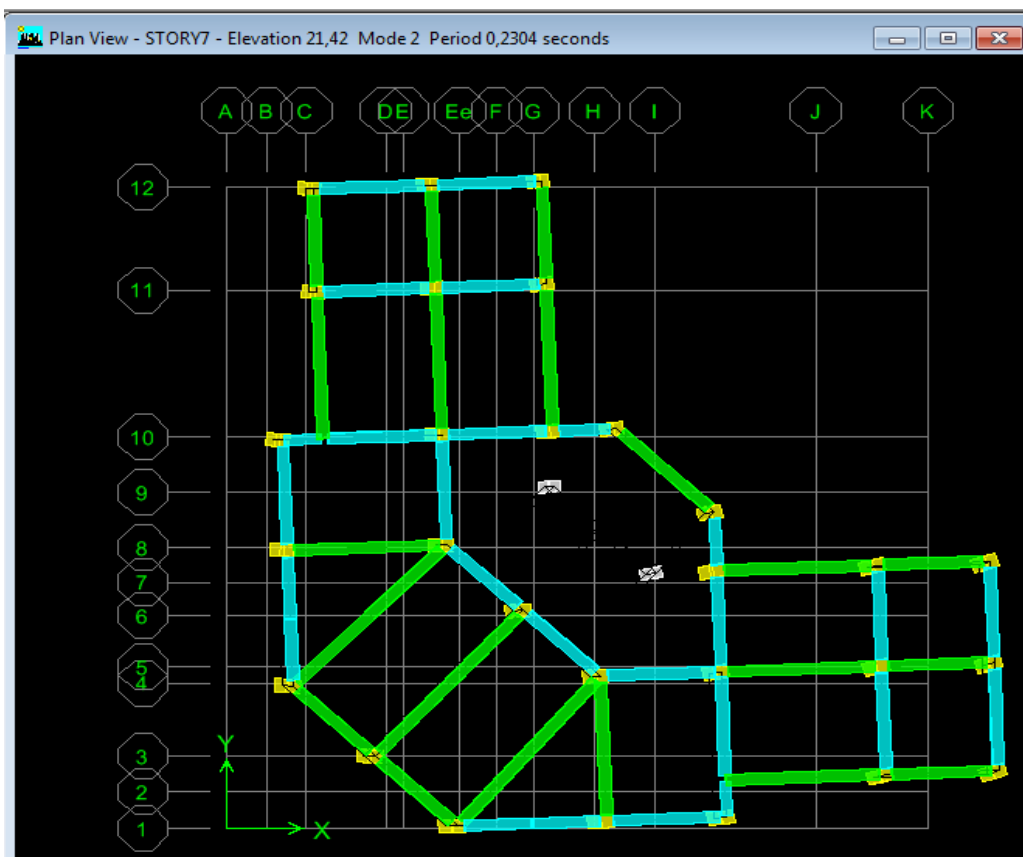


Fig V.2 : Déformation (mode2)

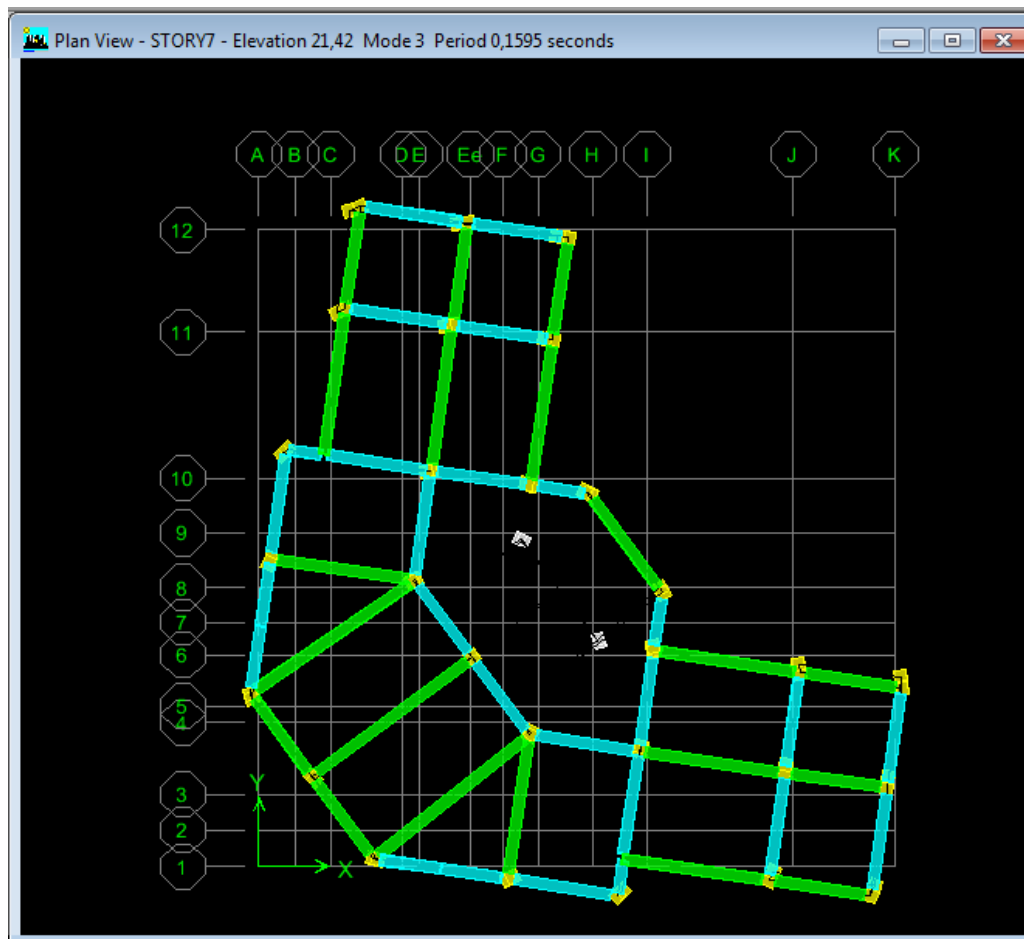


Fig. V.3 : Déformation (mode3)

### 3.3-Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Avec :

-  $A$  : Le coefficient d'accélération de zone A est donne par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons une structure située en Zone (I) avec un groupe d'usage 1B

Donc  $A = 0,10$

-  $D$  : Le Facteur d'amplification dynamique moyenne  $D$  est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \mathbf{0} \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} T \leq 3s \end{cases}$$

$\eta$  : Le facteur de correction d'amortissement «  $\eta$  » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau(4.2)du RPA 2003.

$$\xi = 10 \%$$

**Donc**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.76$$

T : La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 21.42m$$

$C_t$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 2003.

$$C_t = 0.05$$

$$\rightarrow T = C_t h_N^{3/4} = 0.050 \times 21.42^{3/4} = 0,5 \text{ sec}$$

$$\rightarrow T = \frac{0,09hn}{\sqrt{D}} = 0,1 \text{ sec}$$

Donc  $T = 0,5 \text{ sec}$

$(T_1, T_2)$  : Période caractéristique associé la catégorie du sol :(Tableau 4.7)



On a un sol meuble  $\Rightarrow$  site 3 donc :  $T_1 = 0,15 \text{ sec}$  et  $T_2 = 0,5 \text{ sec}$

On a:  $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow 0.5 = 0.5 \leq 3$

$$\rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \times \left(\frac{0,5}{0,5}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,9$$

**Q** : Facteur de qualité :  $Q = 1,2$

**R** : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le (tableau 4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement **R = 5**

**V.4.1-Vérification de la période fondamentale :**

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique :  $T_{dyn} = 0.233\text{s}$

$T_{dyn} = 0,233 < 1,3 T_{sta} = 1.3 \times 0.5 = 0.65 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

**4.2-Le poids total de la structure :**

Story	Mass	Poids (W)
STORY1	278,3728	2730,837
STORY2	273,7314	2685,305
STORY3	269,6195	2644,957
STORY4	265,524	2604,79
STORY5	261,9582	2569,809
STORY6	294,2219	2886,168
STORY7	238,6279	2340,94
	Total	18462,806

Tableau V. 1 : Poids de la structure

**V.5-Vérification des forces sismiques : ( $V_{dynamique} > 0,8V_{statique}$ ) :**

**5.1-Le calcul de la force sismique totale à la base :**

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0.10 \times 1.9 \times 1.2 \times 18462,806}{5} = 841,904\text{KN}$$

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de l'ETABS :

Etude sismique

	$V_{dx}$	$V_{dy}$
Forces sismiques	1268,35	1244,97

**Tableau V.2 : Valeurs de la force sismique totale**

$V_{dx} = 1268,35KN > 80 \% V_{st} = 673,523KN$  ..... condition vérifiée

$V_{dy} = 1244,97 > 80 \% V_{st} = 673,523KN$  ..... condition vérifiée

**V.6-Vérification de facteurs de participation massique :**

Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
0,232796	0,3898	65,0604	0	0,3898	65,0604	0
0,230378	66,5196	1,1732	0	66,9093	66,2336	0
0,159505	2,7896	3,47	0	69,6989	69,7036	0
0,0572	8,4938	11,3531	0	78,1927	81,0567	0
0,052954	10,7833	7,6003	0	88,9761	88,657	0
0,040657	1,1416	1,4503	0	90,1176	90,1073	0
0,027369	2,4941	3,0352	0	92,6117	93,1425	0
0,024652	2,9141	2,2932	0	95,5258	95,4357	0
0,020088	0,3666	0,4525	0	95,8924	95,8882	0
0,018112	1,1167	1,2795	0	97,009	97,1677	0
0,016189	1,1022	0,9021	0	98,1112	98,0697	0
0,01386	0,2378	0,1636	0	98,349	98,2333	0

**Tableau V.3 : facteur de participation massique**

Sens transversal :

$\Sigma\alpha_y = 90.117 \% > 90\%$  ..... condition vérifiée.

Sens longitudinal :

$\Sigma\alpha_x = 90.1073\% > 90 \%$  .....condition vérifiée

**V.7-Les déplacements latéraux inter-étage :**

Story	UX	UY
STORY7	0,0017	0,0017
STORY6	0,0014	0,0014
STORY5	0,0011	0,0011
STORY4	0,0008	0,0008
STORY3	0,0005	0,0005
STORY2	0,0003	0,0003
STORY1	0,0001	0,0001

**Tableau V.4 : les déplacements latéraux inter-étage**

Selon le RPA99/2003 (l'article 5.10), concernant les déplacements latéraux inter-étages. La formule ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$$

$$\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$\bar{\Delta} = 0.01h_e$  , et  $h_e$  : la hauteur de l'étage.

$$\rightarrow \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \text{ et } \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \text{ et } \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

$\Delta_{ex}^k$  : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

$\delta_{ex}^k$  : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y,  $\delta_{ey}^k$ ).

R : coefficient de comportement global de la structure,  $R = 5 \times$

Story	UX	UY	$\Delta_{ex}$	$\Delta_{ey}$	$\Delta_x$	$\Delta_y$	$\bar{\Delta}$
6	0,0017	0,0017	0,0003	0,0003	0,0015	0,0015	0,0306
5	0,0014	0,0014	0,0003	0,0003	0,0015	0,0015	0,0306
4	0,0011	0,0011	0,0003	0,0003	0,0015	0,0015	0,0306
3	0,0008	0,0008	0,0003	0,0003	0,0015	0,0015	0,0306
2	0,0005	0,0005	0,0002	0,0002	0,001	0,001	0,0306
1	0,0003	0,0003	0,0002	0,0002	0,001	0,001	0,0306
RDC	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0005	0,0005	0,0306

**Tableau V.5 : vérifications des déplacements latéraux inter-étage**

**V.8-Justification Vis A Vis De l'effet P- $\Delta$  :**

Selon le Rpa99/2003 (l'article 5.9), Les effet de deuxième ordre (ou l'effet de P- $\Delta$ ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

**Sens x :**

Etage	Poids (W)	Pk	$\Delta_k$	Vx	He	$\theta$
6	2730,837	2730,837	0,0015	352,43	3,06	0,00380914
5	2685,305	5416,142	0,0015	656,48	3,06	0,00404425
4	2644,957	8061,099	0,0015	859,23	3,06	0,00459891
3	2604,79	10665,889	0,0015	1015,55	3,06	0,00514832
2	2569,809	13235,698	0,001	1137,27	3,06	0,00380331
1	2886,168	16121,866	0,001	1223,77	3,06	0,00430521
RDC	2340,94	18462,806	0,0005	1268,34	3,06	0,00237854

**Tableau V.6 : Justification Vis A Vis De l'effet P- $\Delta$ (sens x)**

**Sens y :**

Etage	Poids (W)	Pk	$\Delta k$	Vy	He	$\theta$
6	2730,837	2730,837	0,0015	345,47	3,06	0,00387485
5	2685,305	5416,142	0,0015	643,81	3,06	0,00412384
4	2644,957	8061,099	0,0015	841,62	3,06	0,00469513
3	2604,79	10665,889	0,0015	994,45	3,06	0,00525756
2	2569,809	13235,698	0,001	1114,33	3,06	0,00388161
1	2886,168	16121,866	0,001	1200,24	3,06	0,00438961
RDC	2340,94	18462,806	0,0005	1244,79	3,06	0,00242354

**Tableau V.7 : Justification Vis A Vis De l'effet P- $\Delta$ (sens y**

$\theta \leq 0,10$  Donc l'effet P- $\Delta$  est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

### **V.9-Vérification de la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité :**

#### **L'excentricité accidentelle :**

Dans l'analyse tridimensionnelle, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

$$\begin{cases} X_G = x_g \pm 0,05L_{max} \\ Y_G = y_g \pm 0,05L_{max} \end{cases}$$

**On peut directement introduire cette excentricité dans le logiciel Etabs**

Etude sismique

Etage	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
6	7,121	7,103	7,863	7,639	-0,742	-0,536
5	7,113	7,095	8,218	7,94	-1,105	-0,845
4	7,106	7,087	8,472	8,184	-1,366	-1,097
3	7,099	7,08	8,637	8,356	-1,538	-1,276
2	7,092	7,073	8,739	8,466	-1,647	-1,393
1	7,203	7,165	8,802	8,538	-1,599	-1,373
RDC	7,191	7,151	8,841	8,582	-1,65	-1,431

X <sub>G</sub> (-)	Y <sub>G</sub> (-)	X <sub>G</sub> (+)	Y <sub>G</sub> (+)
-1,645	-1,439	0,161	0,367
-2,008	-1,848	-0,202	0,058
-2,269	-2	-0,463	-0,194
-2,441	-2,179	-0,635	-0,373
-2,55	-2,296	-0,744	-0,49
-2,502	-2,276	-0,696	-0,47
-2,553	-2,334	-0,747	-0,528

**Tableau V.8:l'excentricité accidentelle**

CHAPITRE VI  
FERRAILLAGE DES PORTIQUES

**VI. Ferrailage des portiques :**

Pour assurer la résistance de notre structure, les éléments de notre structure doivent résister à toutes sortes de forces auxquelles ils seraient soumis.

**VI.1-Les combinaisons de calcul :**

Le bâtiment est soumis à des combinaisons de forces à la fois dans des charges verticales et des actions sismiques.

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (version 2003)].

**1.a-Poutres :**

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (BAEL 91)

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

- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\left\{ \begin{array}{l} \blacksquare 0,8G \pm E \\ \blacksquare G + Q \pm E \end{array} \right.$$

**1.b-Poteaux :**

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (BAEL 91)

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

- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\left\{ \begin{array}{l} \blacksquare 0,8G \pm E \\ \blacksquare G + Q \pm E \end{array} \right.$$

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique



**VI.2-Ferrailage des poutres :****2.1-Méthode de calcul :**

En cas général, 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.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> et du 2<sup>eme</sup> genre

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre  $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp1}$

- Sollicitation du 2<sup>eme</sup> genre  $\left\{ \begin{array}{l} S_{p2}=0,8G \pm E. \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2} \\ S_{p2}=G+Q \pm E. \end{array} \right.$

- Si  $M_{sp1}/M_{sp2} < 1,15$  on détermine les armatures sous  $S_{p1}$
- Si  $M_{sp1}/M_{sp2} > 1,15$  on détermine les armatures sous  $S_{p2}$ .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités ( $\gamma_s, \gamma_b$ )

Pour situation accidentelle :  $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ MPa.}$

$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48 \text{ MPa}$

Pour les autres cas :  $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ MPa.}$

$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ MPa}$

**2.2-Les armatures minimales des poutres principales :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- Section d'armature minimale :  $A_{min} = 0,5\% bht.$
- Section d'armature maximale :  $A_{max1} = 4\% bht. (\text{Zone courante})$   
 $A_{max2} = 6\% bht. (\text{Zone de recouvrement})$

**2.a-Poutre principale (30x40) cm<sup>2</sup> :**

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0,5\%b.ht = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = 6,00 \text{ cm}^2 \text{ (Sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\%b.ht = 4 \times 30 \times 40 / 100 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% b.ht = 6 \times 30 \times 40 / 100 = 72 \text{ cm}^2$$

**2.3-Exemple de calcul :****3.1-Poutre de rive :(RDC au 5<sup>ème</sup> étage)****1.a-En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{asp1} = 35,229 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{asp2} = 36,555 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{asp1}}{M_{asp2}} = 0,964 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

Données :

- Largeur de la poutre  $b=30\text{cm}$ .
- Hauteur de la poutre  $h_t=40\text{cm}$ .
- Hauteur utile des aciers tendus  $d=0,9 \times h_t=36 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e=400 \text{ MPa}$
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28}=25 \text{ MPa}$
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28}=2,1 \text{ MPa}$ .
- Fissuration peu préjudiciable

## CHAPITRE VI

### Ferrailage des portiques

Moment max Masp2	Masp2 = 36,555KN.m		$\mu=0,0508 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\frac{Masp2}{(bxd2xfbc)}$	$\mu=0,0508$	
Coefficient $\beta$	$\beta = 0,974$		
Section d'aciers As	$As = \frac{Masp2}{(\sigma_s \beta x d)}$	As=2 ,6063cm <sup>2</sup>	

#### **1.b-En travée :**

$(Sp_1) \Rightarrow Mtsp1 = 19,844 \text{ KN.m}$

$(Sp_2) \Rightarrow Mtsp2 = 15,563 \text{ KN.m}$

$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 1,275 > 1,15$  donc le calcul se fait sous  $(Sp_1)$

Moment max Mtsp1	Mtsp1 = 19,844KN.m		$\mu=0,036 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\frac{Masp1}{(bxd2xfbc)}$	$\mu=0,036$	
Coefficient $\beta$	$\beta = 0,982$		
Section d'aciers Ast	$Ast = \frac{Mtsp1}{(\sigma_s \beta x d)}$	As=1,61cm <sup>2</sup>	

#### **3.2-Ferrailage de poutres de rive :**

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm <sup>2</sup> )	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
<b>RDC</b> <b>au 5<sup>ème</sup></b>	Appuis	35,229	36,555	36,555	6,00	2,606	3T14=4..62 cm
	Travée	19,844	15,563	19,844		1,61	3T14=4..62 cm
<b>Terrasse</b>	Appuis	29,568	29,698	29,698	6,00	2,1	3T14=4..62 cm
	Travée	17,296	13,321	17,296		1,43	3T14=4..62 cm

**Tableau VI.1: Ferrailage des différents niveaux (poutre de rive sens principale)**

**3.3-Poutres intermédiaire :**

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm <sup>2</sup> )	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
RDC au 5 <sup>ème</sup>	Appuis	48,716	36,657	48,716	6,00	4,076	3T14=4..62 cm
	Travée	31,86	23,124	31,86		2,619	3T14=4..62 cm
Terrasse	Appuis	52,309	38,559	52,309	6,00	4,39	3T14=4..62 cm
	Travée	34,289	25,096	34,289		2,827	3T14=4..62 cm

**Tableau VI.2: Ferraillage des poutres des différents niveaux (poutre intermédiaires sens principale)**

**4-Poutre secondaire (30x30) cm<sup>2</sup> :**

$$A_{min} = 0,5\%bht = 0,5 \times 30 \times 30 / 100 = 4,5 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\%bht = 4 \times 30 \times 30 / 100 = 36 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% bht = 6 \times 30 \times 30 / 100 = 54 \text{ cm}^2$$

**4.1-Poutres secondaires de rive:**

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm <sup>2</sup> )	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
RDC au 5 <sup>ème</sup>	Appuis	17,074	22,224	22,224	4,5	2,11	3T12=3,39
	Travée	12,231	15,984	15,984		1,51	3T12=3,39
Terrasse	Appuis	52,309	38,559	52,309	4,5	1,79	3T12=3,39
	Travée	34,289	25,096	34,289		1,355	3T12=3,39

**Tableau VI.3: Ferraillage des poutres différents niveaux (poutre de rive sens secondaire)**

**4.2-Poutres secondaires intermédiaires :**

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm <sup>2</sup> )	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
RDC au 5 <sup>ème</sup>	Appuis	25,625	20,972	25,625	4,5	2,849	3T12=3,39
	Travée	13,7	10,597	13,7		1,49	3T12=3,39
Terrasse	Appuis	27,685	20,244	27,685	4,5	3,088	3T12=3,39
	Travée	16,111	11,887	16,111		1,76	3T12=3,39

Tableau VI.4: Ferrailage des différents niveaux (poutre intermédiaire sens secondaire)

**VI.3-Les vérifications :**

**3.1-Poutre principale (30x40) cm<sup>2</sup> :**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bxdxft28/fe = 0,23x30x36x2,1/400 = 1,30cm^2.$$

Adopté > Amin.....condition vérifiée.

**3.2-Vérification des contraintes(ELS) :**

**2.a-En travée :**

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc_{28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Mser}$$

Le moment maximum en travée  $M_{tmax} = 14,527 KN.m$

$$Mu = 19,844 KN.m$$

$$\alpha = 0,0459$$

$$\gamma = \frac{19,844}{14,427} = 1,375$$

$$\alpha \leq \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,43 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**2.b-En appuis :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée  $M_{max} = 25,78 \text{ KN.m}$

$$M_u = 35,229 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,0641$$

$$\gamma = \frac{35,229}{25,78} = 1,366$$

$$\alpha \leq \frac{1,31-1}{2} + \frac{25}{100} \alpha \leq 0,433 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**3.3-Poutre secondaire (30x30) cm<sup>2</sup> :**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 b x d x f_{t28} / f_e = 0,23 x 30 x 27 x 2,1 / 400 = 0,978 \text{ cm}^2.$$

Adopté >  $A_{min}$ .....condition vérifiée.

**3.4-Vérification de l'effort tranchant :**

**4.1-Vérification de l'effort tranchant : (poutre principale)**

L'effort tranchant maximal  $T_{max} = 54,6 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{54,6 \cdot 10^{-3}}{0,30 \cdot 0,36} = 0,505 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0,505 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque du cisaillement

**3.5-Calcul les armatures transversales :****5.1-Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (11,42 ; 30 ; 16)$$

On adopte :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

**5.2-Calcul de L'espace :**

$$St \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) \quad St \leq 30\text{cm}$$

$$St \leq \min (32,40; 40\text{cm})$$

**Zone nodale:**

$$St \leq \min (h/4; 12\Phi_l; 30\text{cm})$$

$$St \leq \min (10 ; 19,20; 30\text{cm})$$

$$St = 10 \text{ cm}$$

**Zone courante:**

$$St \leq h/2St = 20\text{cm}$$

**5.3-Calcul des crochets :**

Crochets courants angle de  $90^\circ$

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 36\text{cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 26,30\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 8,32 \text{ cm}$$

**5.4-La longueur de recouvrement :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  en zone I .

$$\Phi = 1,2\text{cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

**6.1-Vérification de la flèche :**

$M_{tmax} = 34,28 \text{ KN.m,}$

$M_0 = 25,08 \text{ KN.m}$

(à l'ELS)

$A_s = 8,01 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \dots\dots\dots 0,074 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)} \\ \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots 0,137 > 0,1367 \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)} \\ A_s/bd < 4,2/f_e \dots\dots\dots 0,00627 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)} \end{array} \right.$$

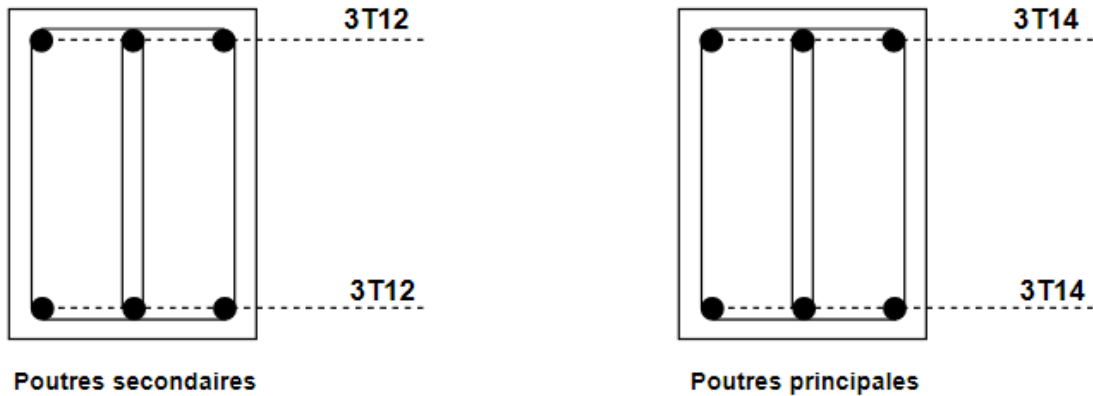


Fig.VI.1-Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.

**VI.4-Ferraillage des poteaux :**

**4.1-Méthode de calcul :**

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 Combinaisons suivantes :



- 1<sup>er</sup> Genre :  $1,35G+1,5Q \Rightarrow [N_{max}; M_{coresp}] \rightarrow A_1$

$[N_{min}; M_{coresp}] \rightarrow A_2$

$[M_{max}; N_{coresp}] \rightarrow A_3$

- 2<sup>eme</sup> Genre :  $0,8G \pm E. \Rightarrow [N_{max}; M_{coresp}] \rightarrow A_4$

$G+Q \pm 1,2E \quad [N_{min}; M_{coresp}] \rightarrow A_5$

$[M_{max}; N_{coresp}] \rightarrow A_6$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité ( $\gamma_s, \gamma_b$ )

Pour situation accidentelle :  $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ MPa.}$

$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48 \text{ MPa}$

Pour les autres cas :  $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ MPa.}$

$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ MPa}$

#### **4.2-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 0,7% (zone I)

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6 % en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \varnothing$  (zone I)

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone I).

Famille de poteaux	$A_{min}=0,7 \%b.ht$	$A_{max1}=4\%b.ht$	$A_{max2}=6\%b.ht$
(45x45) cm <sup>2</sup>	14,17cm <sup>2</sup>	81cm <sup>2</sup>	121,5 cm <sup>2</sup>
(40x40) cm <sup>2</sup>	11,2cm <sup>2</sup>	64cm <sup>2</sup>	96 cm <sup>2</sup>
(35x35) cm <sup>2</sup>	8,575cm <sup>2</sup>	49cm <sup>2</sup>	73,5 cm <sup>2</sup>

**Tableau VI.5 : les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003)**

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.6 : les sollicitations défavorables du 1<sup>er</sup> genre**

Etages		(45x45)	(40x40)	(35x35)	
poteaux	Combinaison				
<b>P1 De rive</b>	<b>(a)</b>	$N_{max}$	433,82	275,73	147
		$M_{corr}$	3,086	6,851	7,774
	<b>(b)</b>	$N_{min}$	146,11	82,59	12,93
		$M_{corr}$	0,057	0,029	0,015
	<b>(c)</b>	$M_{max}$	17,309	13,807	15,152
		$N_{corr}$	350,15	208,03	74,58
<b>P2 central</b>	<b>(a)</b>	$N_{max}$	716,89	474,28	271,62
		$M_{corr}$	3,42	8,994	9,029
	<b>(b)</b>	$N_{min}$	231,64	125,98	16,47
		$M_{corr}$	3,945	2,854	1,714
	<b>(c)</b>	$M_{max}$	15,05	13,562	13,816
		$N_{corr}$	317,88	178,21	42,99

Tableau VI.7: les sollicitations défavorables du 2<sup>ème</sup> genre

Etages		(45x45)	(40x40)	(35x35)	
Poteaux	Combinaison				
P1 De rive	(a)	N <sub>max</sub>	487,36	271,63	115,97
		M <sub>corr</sub>	4,499	5,173	7,213
	(b)	N <sub>min</sub>	117,84	53,14	7,22
		M <sub>corr</sub>	2,631	3,095	1,842
	(c)	M <sub>max</sub>	16,375	14,789	14,089
		N <sub>corr</sub>	272,92	163,7	36,01
P2 Central	(a)	N <sub>max</sub>	544,45	362,47	207,77
		M <sub>corr</sub>	3,254	2,061	2,678
	(b)	N <sub>min</sub>	109,5	41,23	1,26
		M <sub>corr</sub>	0,978	1,01	0,83
	(c)	M <sub>max</sub>	15,647	15,392	14,904
		N <sub>corr</sub>	333,15	163,68	35,72

### 4.3-Exemple de calcul :

#### 3.1-Poteau de rive (RDC, 1<sup>er</sup> étage)

Section (45x45) cm<sup>2</sup>

#### Sens longitudinale :

Données :

- Largeur de la section du poteau  $b = 45$  cm.
- Profondeur de la section du poteau  $ht = 45$  cm.
- Enrobage  $c = 2,5$  cm.
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = ht - c = 42,5$  cm
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e = 400$  MPa
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25$  MPa
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28} = 2,1$  MPa.
- Fissuration peu préjudiciable

**3.2-Combinaison du 1<sup>ère</sup> genre :**

$$N_{max} = 433,82 \text{ KN} \quad ; M_{corresp} = 3,086 \text{ KN.m}$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 3,086/433,82 = 0,00711 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 433,82 \times (0,425 - 0,45/2 + 0,00711) = 89,85 \text{ KN.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \rightarrow N_u = 433,82 < 2324,23 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left( 1 - \frac{0,514 N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \rightarrow M_u = 89,85 \text{ KN.m} < 170,05 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ( $A_1 = A'_1 = 0$ ).

$$N_{min} = 146,11 \text{ KN} \quad ; M_{corresp} = 0,057 \text{ KN.m}$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 0,057/146,11 = 0,00039 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 146,11 \times (0,425 - 0,45/2 + 0,00039) = 29,28 \text{ KN.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \rightarrow N_u = 146,11 < 2324,23 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left( 1 - \frac{0,514 N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \rightarrow M_u = 29,28 \text{ KN.m} < 60,37 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ( $A_2 = A'_2 = 0$ ).

$$N_{corresp} = 350,15 \text{ KN} \quad ; M_{max} = 17,309 \text{ KN.m}$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 17,309/350,15 = 0,049 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 350,15x \left( 0,425 - 0,45/2 + 0,049 \right) = 87,187KN.m$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 x fbcxb.h \rightarrow Nu=350,15 < 2324,23 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.} \\ Mu \leq Nu.d \left( 1 - \frac{0,514Nu}{b.d.fbc} \right) \rightarrow Mu= 87,187KN.m < 130,93KN.m \text{ Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ( $A_3=A'_3=0$ ).

**3.3-Combinaison du 2<sup>eme</sup> genre :**

$$N_{max} = 487,26 \text{ KN} \quad ; M_{corresp} = 4,499KN.m$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 4,449/487,26 = 0,0092 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 487,26x \left( 0,425 - 0,45/2 + 0,0092 \right) = 101,93KN.m$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 x fbcxb.h \rightarrow Nu=487,26 < 3031,18 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.} \\ Mu \leq Nu.d \left( 1 - \frac{0,514Nu}{b.d.fbc} \right) \rightarrow Mu=101,93KN.m < 192,41KN.m \text{ Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ( $A_4=A'_4=0$ ).

$$N_{min} = 117,84 \text{ KN} \quad ; M_{corresp} = 2,631 \text{ KN.m}$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 2,631/117,84 = 0,022 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 117,84x \left( 0,425 - 0,45/2 + 0,022 \right) = 26,16 \text{ KN.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 x fbcx b . h \rightarrow Nu=117,84 < 3031,18 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.} \\ Mu \leq Nu . d \left( 1 - \frac{0,514Nu}{b.d.fbc} \right) \rightarrow Mu=26,16 \text{ KN.m} < 49,22 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ( $A_5=A'_5=0$ ).

$$N_{corresp} = 272,92 \text{ KN} \quad ; M_{corresp} = 16,375 \text{ KN.m}$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 16,375/272,92 = 0,0599 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 272,92x \left( 0,425 - 0,45/2 + 0,0599 \right) = 70,93 \text{ KN.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 x fbcx b . h \rightarrow Nu=272,92 < 3031,18 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.} \\ Mu \leq Nu . d \left( 1 - \frac{0,514Nu}{b.d.fbc} \right) \rightarrow Mu=70,93 \text{ KN.m} < 111,387 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ( $A_6=A'_6=0$ ).

**4-Section adoptée :**

$$A_{min} = 0,007 x 45x45 = 14,175 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{adopté} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, , A_{min}) = \max(0, 0, 0, 0, 0, 0, 14.175 \text{ cm}^2) = 14,175 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE VI

Ferrailage des portiques

Niveaux	Comb i- naiso n.	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>eme</sup> genre			A <sub>min</sub> (cm)	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
		N <sub>U</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN. m)	A <sub>cal</sub> (cm)	N <sub>U</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN.m )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )		
(45x45)	(a)	433,82	3,086	0	487,26	4,449	0	14,175	<b>8T16</b> As = 16,08
	(b)	146,11	0,057	0	117,84	2,631	0		
	(c)	350,15	17,309	0	272,92	16,375	0		
(40x40)	(a)	275,73	6,851	0	271,63	5,173	0	11,2	<b>8T14</b> As = 12,32
	(b)	82,59	0,029	0	53,14	3,095	0		
	(c)	208,03	13,81	0	163,7	14,789	0		
(35x35)	(a)	147	7,774	0	115,97	7,213	0	8,58	<b>8T12</b> As= 9,05
	(b)	12,93	0,015	0	7,22	1,842	0		
	(c)	74,58	15,15	0	36,01	14,89	0		

Tableau VI.8 : Calcul de ferrailage des poteaux de rive (p1)

Niveaux	Comb i- naiso n.	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>eme</sup> genre			A <sub>min</sub> (cm)	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
		N <sub>U</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN. m)	A <sub>cal</sub> (cm)	N <sub>U</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN.m )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )		
(45x45)	(a)	716,89	3,42	0	544,45	3,254	0	14,175	<b>8T16</b> As = 16,08
	(b)	231,64	3,945	0	109,5	0,978	0		
	(c)	317,88	15,05	0	333,15	15,647	0		
(40x40)	(a)	474,28	8,994	0	362,47	2,061	0	11,2	<b>8T14</b> As = 12,32
	(b)	125,98	2,854	0	41,23	1,01	0		
	(c)	178,21	13,56	0	163,68	15,392	0		
(35x35)	(a)	271,62	9,029	0	207,77	2,678	0	8,58	<b>8T12</b> As= 9,05
	(b)	16,47	1,714	0	1,26	0,83	0		
	(c)	42,99	13,92	0	35,72	14,904	0		

Tableau VI.9 : Récapitulatif du calcul de ferrailage des poteaux cestraux (p2)

**5-Vérification de la contrainte de cisaillement :**

« Le poteau le plus sollicité (45x45) cm<sup>2</sup> »

$T_{max} = 11,21 \text{ KN}$

Contrainte

tangente :

$$\tau_u = \frac{T}{(b \times d)} = 11,21 \times \frac{100}{(45 \times 42.5)} = 0,586 \text{ Mpa}$$

Contrainte tangente admissible :  $\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$ .

$\bar{\tau}_u = 0,104 < \tau_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$

Pas de risque de cisaillement.

**6-Calcul des armatures transversales :**

**6.1-Diamètre des armatures transversales :**

$\Phi_t = \Phi / 3$

$\Phi_t = 16/3 = 5,33$                       On prend :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- $V_u$  : Effort tranchant de calcul
- $h_1$  : hauteur totale de la section brute
- $f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- $\rho_a$  : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$  et à 3,5 dans le cas contraire.
- $S_t$  : Espacement des armatures transversales.

**6.2-Calcul de l'espacement :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

-En zone nodale :  $S_t \leq \min (10 \varnothing L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$     Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$ .



-En zone courante :  $St \leq 15 \varnothing L = 18 \text{ cm}$

Soit  $St = 15 \text{ cm}$ .

**6.3-Calcul de l'élanement géométrique  $\lambda_g$  :**

$$\lambda_g = Lf / b$$

Avec :

$Lf$ : Longueur de flambement du poteau.

$b$  : Dimension de la section droite du poteau.

$$Lf = 0.7 L0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot \frac{L0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,45} = 4,76 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 4,76 < 5 \rightarrow \rho_0 = 3,75 \text{ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{donc : } At = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \times 3,75 \times 11,21}{45 \times 235} = 0,059 \text{ cm}^2$$

**6.4-Quantité d'armatures transversales minimales :**

$A_t / St \cdot b$  : En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0.55 \% \rightarrow \lambda_g = 4,28 < 5$$

$$\text{Zone nodale : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,0055 \times 10 \times 45 = 2,48 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,0055 \times 15 \times 45 = 3,71 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 9\phi 8 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

**6.5-Vérification de la section minimale d'armatures transversales :**

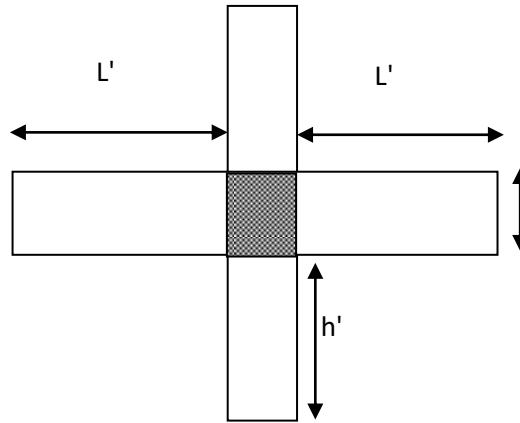
$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau/2, 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$At \geq 0,4 \cdot St \cdot b / fe ; \text{ Ronds lisses } \rightarrow fe = 235 \text{ MPa}$$

$$At \geq 0,4 \times 15 \times 45 / 235 = 1,15 \text{ cm}^2 < 4.02 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

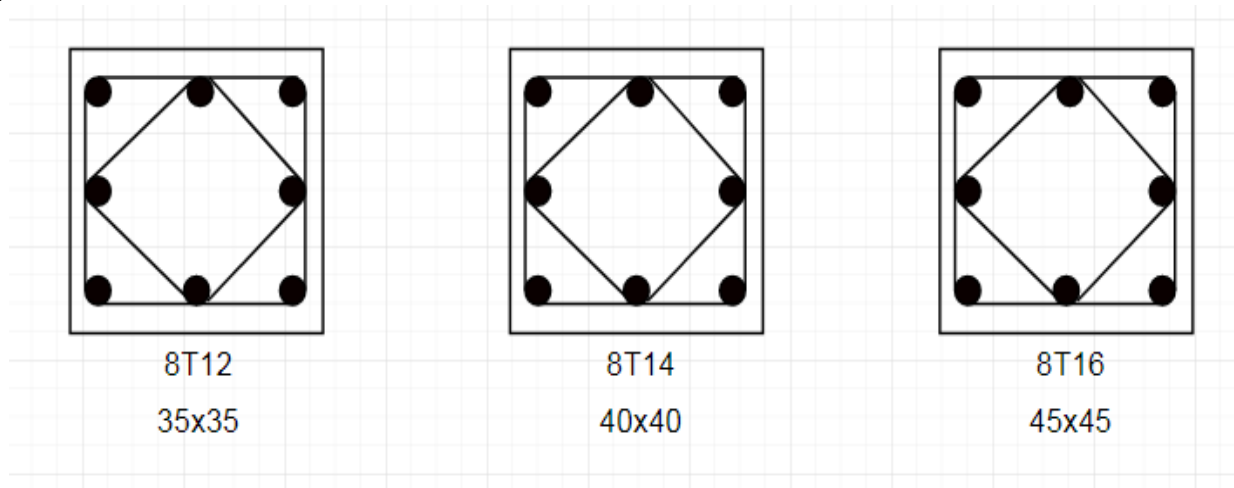
**7.1-Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.



**Fig.VI.2 Zone nodale**

$$\left\{ \begin{aligned} h' &= \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm} \right) = \text{Max} \left( \frac{306}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60 \text{ cm} \\ L' &= 2 \cdot h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$



**Fig.VI.3-Dessin de ferrillages des sections des poteaux**

CHAPITRE VII  
ÉTUDE DES VOILES

## **VII-ÉTUDE DES VOILES**

### **VII.1-Introduction :**

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction verticale 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.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments, quelles que soient leurs destinations (d'habitations , de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels...).

### **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 (voiles - portiques); ce système de contreventement est conseillé en zone sismique, car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements , Par conséquent, une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

#### **2.1-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).

#### **2.2-Calcul :**

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

### **2.3-Principe de calcul :**

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- 1) **G + Q ± 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'armatures :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

### **3.1-La méthode de calcul :**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

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. a-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)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

#### **1. b-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 :

$A_v = Ft / f_e$  ; 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  $A_v$ .

**1. c-3<sup>ème</sup> cas:**

Si : ( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

**3.2- 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.

**3.3-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'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% .
- En zone courante 0,10 %.

**3.4-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 inférieur ou égal à 12 mm.

Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

**3.5-Armatures de coutures :**

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1,4V_u \end{cases}$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**4-Ferrailage des voiles :**

**4.1-Exemple de calcul :**

$A = 1,069 \text{ m}^2$

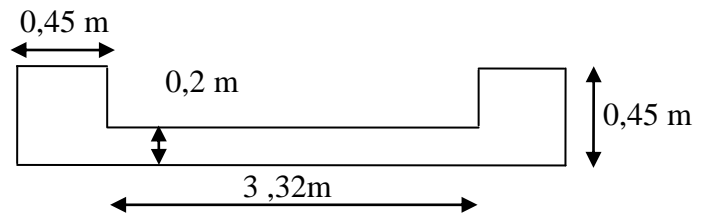
$I = 0,66 \text{ m}^4$

$V = 1,66 \text{ m}$

$N = 285,91 \text{ KN}$

$M = 3,44 \text{ KN.m}$

$T = 2,03 \text{ KN}$



**Fig. VII.1-schéma du voile + poteaux**

**4.2-Détermination des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{289,91}{1,069} + \frac{3,44 \times 1,66}{0,66} = 279,85 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{289,91}{1,069} - \frac{3,44 \times 1,66}{0,66} = 262,545 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

On est dans le 1<sup>er</sup> cas, ( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) > 0, La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :

**4.3-Calcul des armatures verticales :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$A_{\min} = 0,15\% \times 20 \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**3.a-Le diamètre :**  $D \leq 1/10 \times a$  (mm)

$D \leq (1/10) \cdot 150 \quad \rightarrow \quad D \leq 15 \text{ mm}$

On adopte :  $D = 12 \text{ mm}$

**3.b-L'espacement:**

-Selon le BAEL 91, on à :

$St \leq \min \{ 2 \cdot a, 33 \text{ cm} \}$

$St \leq \min \{ 30, 33 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$St \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm} \}$

$St \leq \min \{ 22,5 ; 30 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 22,5 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$

Donc:  $St \leq \min \{St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99}\}$

$St \leq 22,5$  cm

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12 p.m = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml.**

#### **4.4-Calcul des armatures horizontales :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5T12 p.m = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20 cm.

#### **4.5-Calcul des armatures transversales :**

D'après le D.T.R-B.C-2,42 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 **4φ6 par m<sup>2</sup>.**

#### **4.6-Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau_b$ :**

On calcule la contrainte de cisaillement  $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$

Avec :  $\bar{T} = 1,4 T_{cal}$  l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Épaisseur du voile

L : longueur du voile

Cette contrainte est limitée par:  $\bar{\tau} = 0,05.f_{c28} = 1,25$  MPa

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l} = \frac{2,03 \times 1,4 \times 10^{-3}}{0,2 \times 3,32} = 0,0043 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0,0043$  MPa <  $0,05f_{c28} = 1,25$  MPa .....condition vérifiée.

### **VII.3-Disposition des armatures :**

#### **3.1-Armatures verticales :**

-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 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 a  $St=20\text{ cm} \rightarrow St/2 = 10\text{ cm} < 20\text{ cm}$  .....Condition. Vérifiée.

### **3.2-Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ .  
Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

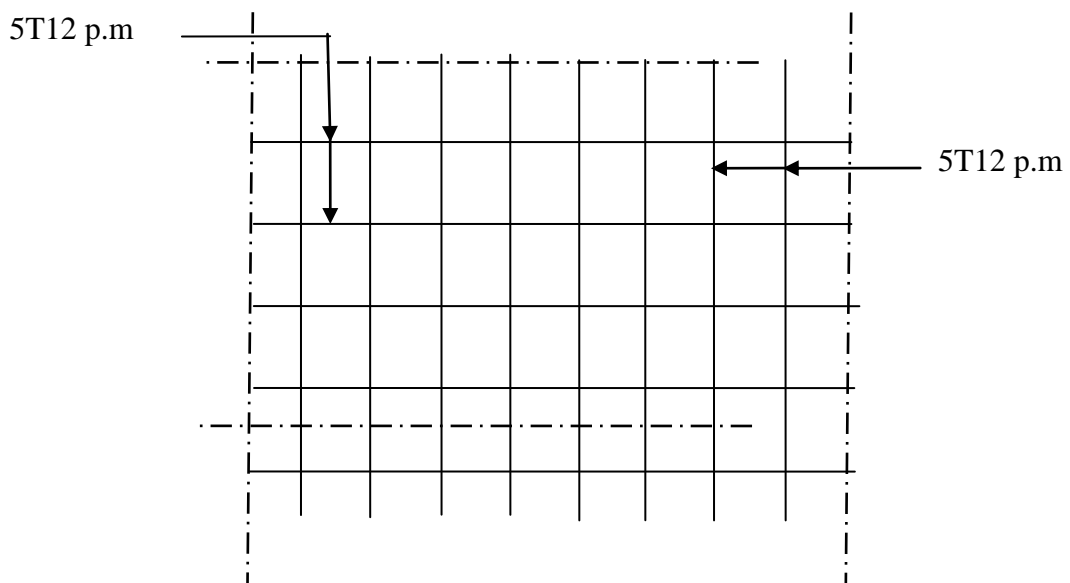
Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur  $St \leq \min(1,5a; 30\text{ cm})$ .

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

### **3.3-Armatures transversales:**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur



**Fig.VII.2 : Disposition du ferrailage du voile.**

CHAPITRE VIII  
ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

## **VIII.1-Introduction :**

### **1.1-Etude des fondations :**

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol.

Notre terrain a une contrainte admissible de 2 bars.

- Le calcul des fondations se fait comme suit :
  1. Dimensionnement à l'ELS ;
  2. Ferrailage à l'ELU.

Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature du sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

## **VIII.2-Choix du type de fondations :**

Avec une capacité portante du terrain égale à 2,00 bar , Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes ;
- Radier général.

Pour notre projet, nous avons décidé d'adopter un RADIÉRIER Général.

## **VIII.3-Etude du radier :**

### **3.1-Définition :**

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

**3.2-Calcul du radier :**

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (Réaction de sol = poids total de la structure).

**-Combinaison d'actions :**

$$\underline{\text{E.L.U}} : NU = 1,35G_T + 1,5Q_T = 26857,59KN$$

$$\underline{\text{E.L.S}} : N_{ser} = G_T + Q_T = 19719,59KN$$

**3.3-Surface du radier :****1. Calcul du débordement :**

On prend un débord de 50 cm de chaque coté dans les deux directions.

$$S_{rad} = S + S_{bat} = (P_{bat} \times 0.50) + S_{bat} = (68,32 \times 0.50) + 187,39 = 221,55 \text{ m}^2$$

Et de ce fait, la surface du radier est :  $S_r = 221,55 \text{ m}^2$

**2. Calcul de l'épaisseur du radier :**

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

**1<sup>ere</sup> condition :**

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06.f_{c28}.$$

$V_u$  : Effort tranchant ultime :  $V_u = Q.L/2$

$L$  : Longueur maximal d'une bande 1m ;  $L = 5,4 \text{ m}$

$$Qu = \frac{Nu}{S} = \frac{26857,07}{221,55} = 121,22 \text{ KN/m}^2.$$

Par ml :  $Qu = 121,22 \times 1 = 121,22 \text{ KN/ml}$ .

$$Vu = 121,22 \times \frac{5,4}{2} = 327,29 \text{ KN}$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28} \cdot b}$$

$$d \geq \frac{327,29 \times 10^{-3}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,22 \text{ m}$$

**2<sup>ème</sup> condition :**

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad . \quad L = 540 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 27 + 5 = 32 \text{ cm} ; \text{ on prend : } h = 35 \text{ cm} ; d = 31,5 \text{ cm}$$

**3. Dimensionnement de la poutre de libage :**

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 60 \text{ cm} \leq h \leq 90 \text{ cm}$$

On prend :  $d=76,5 \text{ cm} ; h = 85 \text{ cm} ; b = 45 \text{ cm}$ .

**4. Vérification des contraintes :**

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 25 [0,35 \times 187,39 + 0,85 \times 0,45 \times 136,52] = 2945,14 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = 19719,59 + 2945,14 = 22664,73 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{22664,73}{221,55} = 102,30 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**5. La longueur élastique :**

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre :  $I = bh^3/12 = 0,45 \times (0,85)^3 / 12 = 0,023 \text{ m}^4$ .

E : Module d'élasticité du béton,  $E = 32164200 \text{ KN/m}^2$ .

b : Largeur de la poutre  $b=0,45 \text{ m}$ .

K : Coefficient de la raideur de sol  $k = 5000 \text{ KN/m}^3$ .

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164200 \times 0,023}{5000 \times 0,45}} = 6,02 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 4,95 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 9,45 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$L_{\max}$  : La longueur maximale entre nues des poteaux.

**6. Evaluation des charges pour le calcul du radier :**

$$Q = \sigma_{\max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{22664,73}{221,55} = 102,30 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 8,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{\max} - \sigma_{radier} = 93,55 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge en « m<sup>2</sup> » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 93,55 \text{ KN/m}^2$$

**VIII.4.Ferrailage du radier :**

**4.1-Ferrailage 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 ferrailage des dalles on a deux cas :

**1<sup>er</sup> cas :**

Si :  $\alpha = L_x / L_y \geq 0,4$  La dalle portante suivant les deux directions.

**Les moments sont données par :**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}.$$

**Moment en travée :**

$$M_t = 0,85 M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75 M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

**Moment sur appuis :**

$$M_a = 0,2 M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$M_a = 0,5M_0$ .....appuis intermédiaire.

**2<sup>ème</sup> cas :**

Si :  $\alpha = L_x/L_y < 0,4$  La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée. Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

**Evaluation des charges :**

$$\begin{cases} q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{26857,07}{221,55} = 121,22 \text{KN/m}^2 \\ q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{22664,73}{221,55} = 102,30 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

**Exemple de calcul :**

$\alpha = L_x/L_y = 2,95/4,15 = 0,71 > 0,4$

La dalle porte dans les deux sens.

$\alpha = 0,71 \Rightarrow \mu_x = 0,0671; \mu_y = 0,4471.$

$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$

$M_{0x} = 0,0671 \times 121,22 \times (2,9)^2 = 70,78 \text{KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y \cdot M_x$

$M_{0y} = 0,4471 \times 68,41 = 31,65 \text{KN.m}$

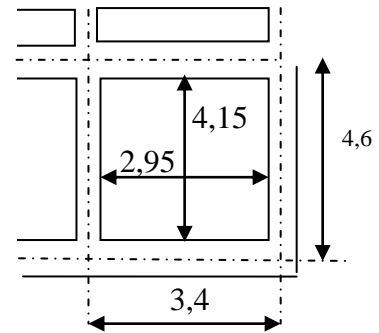


Fig.VIII. 1: Schéma du panneau

le plus défavorable

Les efforts à l'ELU									
Sens x					Sens y				
$\mu_x$	$M_0$ KN.m	$M_t$ KN.m	$M_a$ KN.m	$M_{ar}$ KN.m	$\mu_y$	$M_0$ KN.m	$M_t$ KN.m	$M_a$ KN.m	$M_{ar}$ KN.m
0,0671	70,78	60,16	35,39	14,16	0,4471	31,65	26,9	15,83	6,33

**Tableau VIII.1 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens**

**En travée :**

**Sens y:**

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 26,9 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{26,9 \times 10^3}{14,17 \times 31,5^2 \times 100} = 0,019$$

$$\begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,019 \rightarrow \beta = 0,991 \end{cases}$$

$$A_{ty\text{calculé}} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{26 \times 10^3}{0,991 \times 31,5 \times 348} = 2,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{y\text{min}} = 8 \times \text{épaisseur} = 2,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max\{A_{t\text{cal}} ; A_{y\text{min}}\} = \{2,39 ; 2,8\} = 2,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte : } \mathbf{4T12/ml, A = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} (s_t = 25\text{cm})}$$

**Sens x:**

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 60,16 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{60,16 \times 10^3}{14,17 \times 31,5^2 \times 100} = 0,042$$

$$\begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,042 \rightarrow \beta = 0,979 \end{cases}$$

$$A_{tx\text{calculé}} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{60,16 \times 10^3}{0,979 \times 31,5 \times 348} = 5,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{x\text{min}} = A_{y\text{min}} \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 3,19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max\{A_{tx\text{cal}} ; A_{x\text{min}}\} = \{5,41 ; 3,19\} = 5,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On Adopte : } \mathbf{4T14/ml} \rightarrow A_{tx} = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml} (s_t = 20 \text{ cm})$$

**Sur appuis :**

**Sens x (rive) :**

$$M_{ax} = 0,2 M_{0x} = 13,68 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{14,16 \times 10^3}{14,17 \times 31,5^2 \times 100} = 0,010$$

$$\begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,010 \rightarrow \beta = 0,995 \end{cases}$$



$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14,16 \times 10^3}{0,995 \times 31,5 \times 348} = 1,298 \text{ cm}^2$$

On adopte: **4T12/ml, A = 4,52 cm<sup>2</sup>/ml (s<sub>t</sub> = 25cm).**

**Sens x (intermédiaire) :**

$$M_{ax} = 0,5M_{ox} = 35,39 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{35,39 \times 10^3}{14,17 \times 31,5^2 \times 100} = 0,025$$

$$\begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,025 \rightarrow \beta = 0,988 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{35,39 \times 10^3}{0,988 \times 31,5 \times 348} = 3,15 \text{ cm}^2$$

On adopte: **4T12/ml, A = 4,52 cm<sup>2</sup>/ml (s<sub>t</sub> = 25cm).**

**Sens y (rive):**

$$M_{ay} = 0,2M_{oy} = 6,33 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{6,33 \times 10^3}{14,17 \times 31,5^2 \times 100} = 0,0045$$

$$\begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,0045 \rightarrow \beta = 0,998 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,33 \times 10^3}{0,998 \times 31,5 \times 348} = 0,58 \text{ cm}^2$$

On adopte: **4T12/ml, A = 4,52 cm<sup>2</sup>/ml (s<sub>t</sub> = 25cm).**

**Sens y (intermédiaire) :**

$$M_{ax} = 0,5M_{oy} = 15,3 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{15,83 \times 10^3}{14,17 \times 31,5^2 \times 100} = 0,011$$

$$\begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,011 \rightarrow \beta = 0,995 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15,83 \times 10^3}{0,995 \times 31,5 \times 348} = 1,45 \text{ cm}^2$$

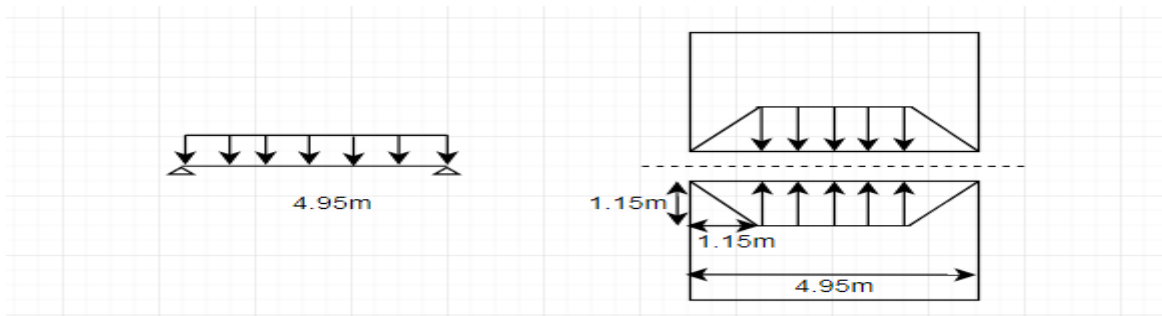
On adopte: **4T12/ml, A = 4,52 cm<sup>2</sup>/ml (s<sub>t</sub> = 25cm).**

**4.2-Ferraillage des poutres de libage :**

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.

**Sens longitudinal (x) :**

$L_{max} = 4,95m$



**Fig.VIII. 2: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.**

**Calcul de Q:**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left( 1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec:

$Lx_1 = 2,35 m \quad - \quad .Ly_1 = 4,95m \quad - \quad Lx_2 = 2,35 m \quad - \quad . Q = 93,55KN/m^2$

Donc:

$$Q' = \frac{93,55}{2} \left( 1 - \frac{2,35^2}{3 \times 4,95^2} \right) \times 2,35 + \left( 1 - \frac{2,35^2}{3 \times 4,95^2} \right) \times 2,35 = 203,33 \text{ KN/m.}$$

$$M_o = \frac{Q' . l^2}{8} = \frac{203,33 \times 4,95^2}{8} = 622,76KN.m$$

**Calcul du ferraillage :**

**En travée :**

$M_t = 529,35KN.m; b = 45cm ; h = 85 cm ; d = 0,9.h = 76,5 cm.$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} . d^2 . b} = \frac{529,35 \times 10^3}{14,17 \times 76,5^2 \times 45} = 0,142$$

$$\begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,142 \rightarrow \beta = 0,923 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{529,35 \times 10^3}{0,923 \times 76,5 \times 348} = 21,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :

$$\begin{cases} \mathbf{1^{er} lit : 4T20} \\ \mathbf{2^{eme} lit : 4T16} & \mathbf{A=25,13cm^2} \\ \mathbf{3^{eme} lit : 4T12} \end{cases}$$

**En appuis :**

**Appuis intermédiaires :**

$$M_a = 0,5M_o = 0,5 \times 622,76 = 311,38 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{311,38 \times 10^3}{14,17 \cdot 76,5^2 \cdot 50} = 0,083$$

$$\begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,083 \rightarrow \beta = 0,956 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{311,38 \times 10^3}{0,956 \times 76,5 \times 348} = 12,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: **4T16 + 4T12 = 12,56cm<sup>2</sup>.**

**Appuis de rive :**

$$M_a = 0,2M_o = 0,2 \times 622,76 = 124,55 \text{ KN.m}$$

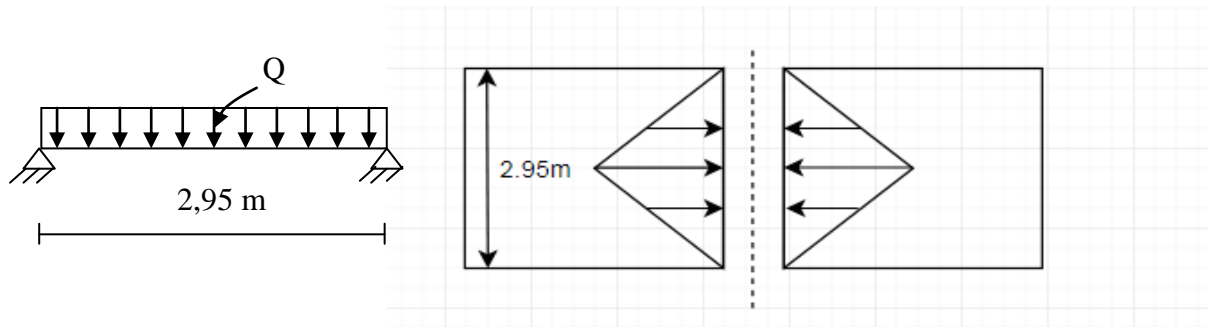
$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{124,55 \times 10^3}{14,17 \cdot 76,5^2 \cdot 45} = 0,033$$

$$\begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,033 \rightarrow \beta = 0,983 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{124,55 \times 10^3}{0,983 \times 76,5 \times 348} = 4,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: **4T16 = 8,04cm<sup>2</sup>.**

**Sens transversal (y) :**



**Fig.VIII. 3: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture**

**Calcul de Q' :**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments:

$$\begin{cases} Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 93,55 \times 2,95 = 183,98 \text{KN/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{183,98 \times 2,95^2}{8} = 200,14 \text{KN.m} \end{cases}$$

**Calcul du ferrailage :**

**En travée :**

$M_t = 170,12 \text{KN.m}$  ;  $b = 45 \text{cm}$  ;  $h = 85 \text{cm}$  ;  $d = 0,9 h = 76,5 \text{cm}$ .

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{170,12 \times 10^3}{14,17 \times 76,5^2 \times 45} = 0,046$$

$$\begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,046 \rightarrow \beta = 0,976 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{170,12 \times 10^3}{0,976 \times 76,5 \times 348} = 6,55 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T16 = 8.04 cm<sup>2</sup>**

**En appuis :**

**Appuis intermédiaires :**

$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \times 200,14 = 100,07 \text{.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{100,07 \times 10^3}{14,17 \times 76,5^2 \times 45} = 0,026$$

$$\begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{100,07 \times 10^3}{0,987 \times 76,5 \times 348} = 3,81 \text{ cm}^2$$

On adopte: **4T12; A = 4,52 cm<sup>2</sup>**.

**Appuis de rive :**

$$M_a = 0,2 \cdot M_0 = 0,2 \times 200,12 = 40,028 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{40,028 \times 10^3}{14,17 \times 76,5^2 \times 45} = 0,010$$

$$\begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,010 \rightarrow \beta = 0,995 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{40,028 \times 10^3}{0,995 \times 76,5 \times 348} = 1,51 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T12 ; A=4,52 cm<sup>2</sup>**.

**4.3-Armature de peau :**

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre :  $h_a \geq 2 (80 - 0,1 fe) = 80 \text{ cm}$ .

Dans notre cas  $h_a = 85 \text{ cm}$  (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable; leur section est d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  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 adopte **4T14 ; A = 6,16 cm<sup>2</sup>**.

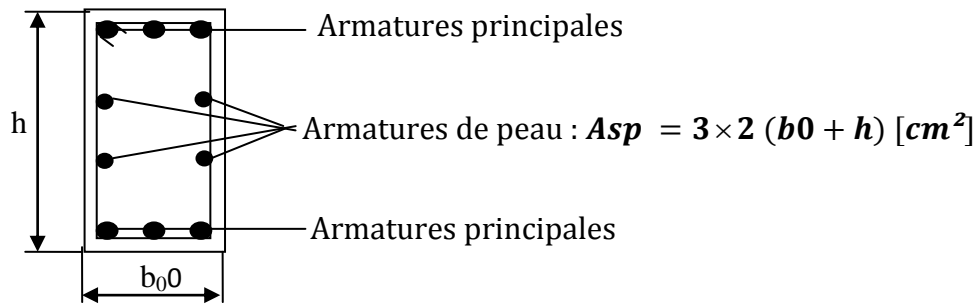


Fig.VIII. 4 : Schéma des armatures de peau

**4.4-Contrainte de cisaillement :**

$$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{121,22 \times 4,9}{2} = 296,99 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 296,99 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{0,29699}{0,45 \times 0,765} = 0,86 \text{ MPa}$$

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

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

$\tau_u = 0,86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$  ..... Condition Vérifiée

**4.5- Armatures transversales :**

**Diamètre:**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \Phi_l ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 24,29 ; 12 ; 50 \} = 12 \text{ mm} \rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

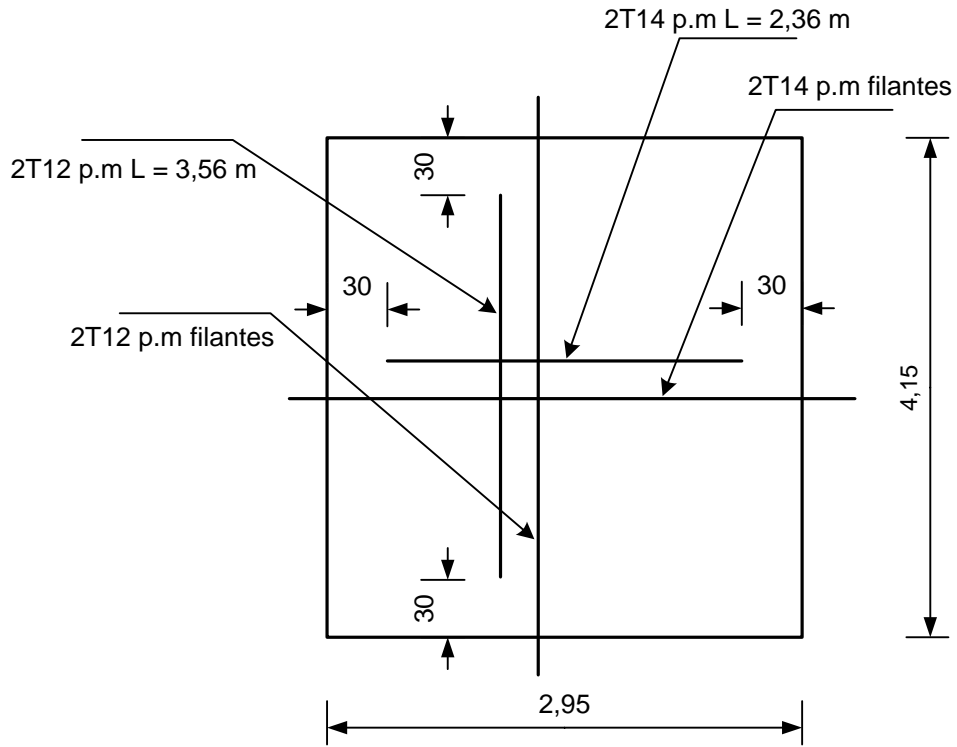
**Espacement :**

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_l \right\} = \min \{ 21,25 ; 14,4 \} = 14,4 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

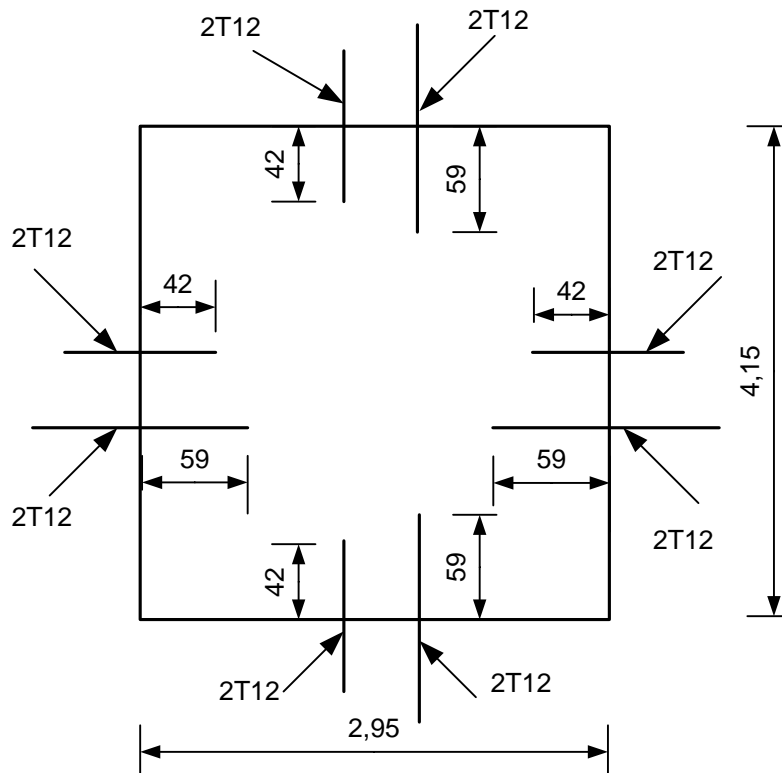
Donc on utilise des armatures, Fe400, soit **4T10** = 3,14 cm<sup>2</sup>

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

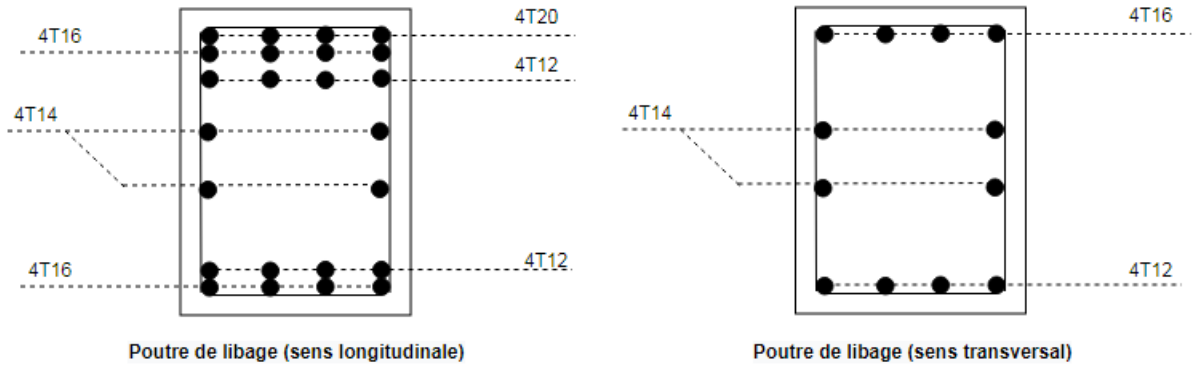
$$\frac{3,14 \times 400}{15 \times 50} \geq 0,4 \Rightarrow 1,67 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$



**Fig. VIII.5 : Armatures supérieures (en travée)**



**Fig. VIII.6 : Armatures inférieures (sur appuis)**



**Fig.VIII.7 : Ferrailage de poutres de libage**



## CONCLUSION

### **CONCLUSION :**

Au cours de nos années d'études en génie civil, nous avons appris les études de parties individuelles de structures, ce projet nous a permis d'assembler toutes les différentes parties de la structure en un seul projet, grâce à cela nous avons appris comment ces parties interagissent les unes avec les autres lorsqu'elles sont soumises aux forces et aux efforts internes et externes.

Nous avons également appris à utiliser des logiciels tels que ETABS et SAP2000 pour étudier le comportement de notre structure sous toutes sortes de forces comme les actions sismiques.

# Bibliographie

## Règlements :

- Règles parasismiques algériennes "RPA99 modifié 2003"
- Béton armé aux états limites '' BAEL 91''
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R. B.C. 2.2

## Livres et thèmes :

- Cours de béton armé "B.A.E.L.91" Jean-pierre Mougin
- Calcul des ouvrages en béton armé M.BELAZOUGUI
- Le béton armé aux états limites M.BELAZOUGUI
- Construire parasismique (Milan Zacek)
- Précis de calcul béton armé (H.Renaud & J.Lamirault)
- Mémoires de fin d'étude

## Logiciels:

- Logiciel d'analyse des structures ETABS
- Logiciel de programmation et analyse mathématique Maple 18
- Logiciel d'analyse des structures SAP2000
- WORD 2010
- EXCEL 2010
- AUTO CAD 2007