



Ministère de l'enseignement supérieure et de la recherche  
scientifique

Université Mohamed Boudiaf - M'sila Faculté de  
technologie



Département de GENIE CIVIL

## **MEMOIRE**

**Présenté pour l'obtention du diplôme de  
MASTER**

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : STRUCTURES

### **THEME**

**Conception d'un ouvrage à usage  
d'habitation de multiples  
niveaux (BATIMENT(R+7))**

Dirigé par :  
Mr. BENYAHIA Abdeslam

Présenté par :  
CHERAA Zeyad  
BOUREZEG Abdelhakim

Promotion : 2024/2025

## Remerciement

---

*nous remercions, en premier lieu, notre Dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.*

*En second lieu, nous tenons à remercier notre promoteur BENYAHIA Abdeslam pour ses conseils, sa compétence et ses orientations durant l'élaboration de ce projet.*

*nous remercions tous les enseignants de département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation.*

*Ainsi nous exprimons notre reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.*

*Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude*

## Dédicace

"من قال: أنا لها، نالها..."

ترددت هذه العبارة في أعماقي كثيرًا، حتى أصبحت وعدًا قطعته على نفسي، وتحدي أردت أن أكسبه، لا لأثبت شيئًا للناس، بل لأثبت لنفسي أن الإصرار يصنع الطريق.

إلى أول من علمني كيف يكون للحياة معنى...

إلى أمي، نبع العطاء الذي لا ينضب، صاحبة القلب الدافئ والدعاء الصادق، التي منحنتني من حبها ما لا تفي به الكلمات، واحتملت لأجلي ما لا يُحتمل.

وإلى أبي، صانع الصبر والهيبة، من علمني كيف أقف بكرامة، وكيف لا أنحني أمام العواصف.

إلى جدي، التي رحلت جسدًا، لكنها ما زالت حية في دعائي وقلبي، رحمك الله وأسكنك فسيح جناته.

وإلى جدي، من علمني أن الرجولة أفعال، وأن الحكمة صمت، وإرثك ما زال يرشدني في غيابك.

إلى إخوتي وأخواتي، من شاركوني الحياة بطوها ومرّها، كنتم الجدار الذي استندت عليه عندما تعبت، والصوت الذي شجعني عندما صمت الجميع.

إلى أصدقائي الأوفياء، الذين صنعوا من التعب رقيقة لا تنسى، ومن اللحظات القاسية فرصًا للضحك والأمل.

إلى أساتذتي الأجلاء، من لم يكونوا مجرد معلمين، بل كانوا منارات علم وتوجيه، شكري لكم لا يفويه التعبير.

إلى كل من آمن بي، ولو بكلمة... وساهم في هذا الحلم، ولو بنظرة.

هذا العمل، وإن بدا متواضعًا، فإنه يحمل بين سطوره قصص تعب، وسهر، ولحظات شك، تجاوزتها بإيماني أنني "لها"، فنلتها بفضل الله.

إلى روعي التي لم تستسلم،

إلى كل من يشبهني في الطريق...

أهديكم هذه الصفحة من عمري، بكل فخر وامتنان

# Résumé

## ملخص:

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لانجاز عمارة سكنية متكونة من طابق ارضي زائد سبع طوابق, البناية تم تشييدها في ولاية مسيلة المصنفة حسب (RPA99) ضمن المنطقة الزلزالية (I I a),مقاومة هذه البناية محققة بواسطة تدعيم مختلط (أعمدة+عارضات+ جدران من الخرسانة المسلحة). تم التصميم وفق لقوانين ومعايير البناء المعمول بها في الجزائر وحسب الكتب والمراجع التالية

(RPA99 version 2003, CBA93 , BAEL 91)

ويتم تسليح العناصر المكونة لهذه العمارة بواسطة برنامج SOCOTEC الدراسة تمت بواسطة برنامج ROBOT

## Résumé:

Ce projet qui est présenté dans ce mémoire consiste à étudier les différents éléments d'un bâtiment (R+7) à usage habitation qui sera implanté willaya de M'SILA , cet ville est classé par le règlement parasismique Algérien (RPA2003) comme " zone IIa".

Le pré-dimensionnement se fait a laide de (RPA99version 2003, CBA93, BAEL 91)et l'analyse se fait avec le logiciel ROBOT ,et le calcule des ferraillage des éléments de cet bâtiment se fait a laide de logiciel EXPERT.

## Abstract:

This project is a technical study of the various elements of a building for residential as well use (R+ 7) which is in BAEL 91 stalled in M'SILA, the city is classified by the Algerian seismic regulations (RPA 2003) as seismic zone IIa . The preliminary design is done by using a (RPA2003version 99, CBA93, BAEL91) and the analysis is done with the software ROBOT, and the calculation of reinforcement element of this building has made by using software EXPERT.

# Sommaire

---

---

Introduction Générale.....	1
----------------------------	---

## CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction.....	2
I.2 Caractéristique géométrique .....	2
I.3 Conception.....	2
I.4 Caractéristique matériaux des.....	7
I.4.1. Béton.....	7
I.4.2. Acier.....	9
I.5 Hypothèses de calcul des sections en béton armé.....	12
I.6 Les plans architecture de projet.....	13

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1 Introduction.....	14
II.2 Les Planchers.....	14
II.3 Les Poutres.....	15
II.4 Les Poteaux.....	16
II.5 Les Voiles.....	25
II.6. Les escaliers .....	26
II.7. Charges et décharges .....	29

## CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 Etude de l'acrotère.....	35
III.2 Etude des escaliers.....	39

# *Sommaire*

---

---

<b>III.3</b> Etude de la poutre palière.....	55
<b>III.4</b> Etudes des balcons.....	59

## CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

<b>IV.1</b> Introduction .....	77
<b>IV.2</b> méthode de calcul .....	77
<b>IV.3</b> Choix de la méthode de calcul .....	77
<b>IV.4</b> Méthode Statique Equivalente.....	79
<b>IV.5</b> Présentation de logiciel Robot .....	86

## CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES PORTIQUES

<b>V.1</b> Introduction.....	95
<b>V.2.</b> Le ferrailages des poutres.....	95
<b>V.3</b> Ferrailages les poteaux.....	95
<b>V.4</b> Ferrailages des voiles.....	118

## CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

<b>VI.1</b> Etude des fondations.....	125
---------------------------------------	-----

## *Liste des principaux symboles utilisées*

---

A : Section d'aciers

$A_i$  : armature inférieure

A.N: axe neutre

$A_s$  : armatures supérieures

$A_t$  : section d'armatures transversales

$A'$  : section d'acier comprimé

$A_{min}$ ,  $A_{max}$  : section d'acier maximale et minimale

$A_{ser}$  : section d'acier a l'état limite de service

$A_u$  : section d'acier a l'état limite ultime

B : Aire d'une section de béton.

$B_r$  : Section réduite d'un poteau.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

$E_i$  : Module d'élasticité instantanée.

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.

I: Moment d'inertie

G : Action permanente

M : Moment fléchissant

$M_a$  : Moment sur appui.

$M_u$  : Moment de calcul ultime.

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

$M_t$  : Moment en travée.

$M_0$  : moment isostatique.

$M_{rb}$  : moment résistant béton

## *Liste des principaux symboles utilisées*

---

$d$  : hauteur utile d'une section

$N$  : Effort normale

$M_{Tser}$  : moment de référence d'une section en T à l'E.L.S

$N_s$  : Effort normal de service.

$N_u$  : Effort normal ultime

$Q_B$  : charge d'exploitation

$P$  : charge concentrée

$V$  : effort tranchant

$ab$  : dimension en plan d'un poteau

$b$  : largeur d'une table de compression

$c$  ou  $c'$  : enrobage des armatures

$V_u$  : effort tranchant à l'E.L.U

$b_0$  : largeur d'une section en T

$M_{lu}$  : moment fléchissant limite à l'E.L.U

$d'$  : distance des aciers comprimés à la fibre la plus comprimée de béton

$f_{bu}$  : résistance de calcul du béton à la fibre la plus comprimée de béton

$f_{cj}$  : résistance caractéristique du béton à la compression à  $j$  jours d'âge

$f_{tj}$  : résistance à la traction du béton à  $j$  jours d'âge

$f_{c28}$  : résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge

$f_{t28}$  : résistance à la traction du béton à 28 jours d'âge

$e$  : excentricité

$f$  : flèche

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier

$h$  : hauteur totale d'une section

## *Liste des principaux symboles utilisées*

---

$i$  : rayon de giration

$h_0$  : hauteur d'une table de compression

$l_f$  : longueur de flambement

$l_r$  : longueur de recouvrement

$n= 15$  : coefficient d'équivalence

$\beta$  : coefficient de flambement des poteaux

$q$  : charge uniformément répartie (E.L.S ou E.L.S)

$\eta$  : coefficient de fissuration

$S_r$  : espacement des armatures transversales

$\gamma_s$  : coefficient partiel de sécurité pour les aciers

$\gamma_b$  : coefficient partiel de sécurité pour le béton

$\varepsilon_{bc}$  : raccourcissement relatif maximal du béton comprimé

$\varepsilon_s$  : allongement relatif des aciers tendus

$\lambda$  : élancement géométrique

$\theta$  : coefficient de la durée d'application des charges

$\mu_{bu}$  : moment agissant réduit à l'E.L.U

$\mu_{bu}$  : moment fléchissant limite réduit à l'E.L.U

$\nu$  : coefficient de poisson

$\psi_s$  : coefficient de scellement

$\sigma_b$  : contrainte de compression du béton.

$\sigma_s$  : contrainte de compression dans l'acier

$\sigma$  : Contrainte normale.

$\sigma_j$  : Contrainte correspondant à j

$\sigma_g$  : Contrainte correspondant à g.

$\sigma_q$  : Contrainte correspondant à q

## *Liste des principaux symboles utilisées*

---

$f_{ji}$  : la flèche correspondant à j.

$f_{gi}$  : la flèche correspondant à g.

$f_{qi}$  : la flèche correspondant à q.

$f_{gv}$  : la flèche correspondant à v.

$\Delta f_t$  : la flèche totale.

$\Delta f_t \text{ adm}$  : la flèche admissible.

$\lambda_i$  : Coefficient instantané.

$\lambda_v$  : Coefficient différé

$\tau_{lim}$  : contrainte tangente limite

$\tau_{su}$  : contrainte adhérence limite

$\tau_s$ : contrainte adhérence moyenne

$\Theta$  : diamètre d'une barre d'acier

$\Theta_1$  : diamètre d'une barre d'acier longitudinale

$\Theta_t$  : diamètre d'une barre d'acier pour armature d âmes

## *Liste des figures*

---

---

Figure I. 1 maçonnerie.....	5
Figure I. 2: Escaliers.....	6
Figure I. 3: Fondation.....	6
Figure I: Diagramme rectangulaire simplifié.....	8
Figure I. 5:Diagramme parabole rectangle.....	10
Figure I. 6: Diagramme de déformation-contrainte.....	10
Figure I: 7 diagrammes de déformation d'un béton armé.....	12

### **CHAIPIRE II :**

Figure II. 1- Coupe du plancher à corps creux.....	14
Figure II. 2 Schéma d'un voile.....	26
Figure II. 3 Schéma d'escalier.....	27
Figure II. 4 Type d'escalier.....	30
Figure II. 5 type 2 d'escalier.....	30
Figure II. 6 Plancher terrasse.....	30
Figure II .7 Plancher étage courant.....	31

### **CHAPITRE III :**

Figure III. 1 Dimension de l'acrotère.....	35
Figure III. 2 Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	39
Figure III. 3 Présentation du balcon.....	40
Figure III. 4 Schéma de du balcon Type I.....	41
Figure III. 5 Schéma de ferrailage.....	42
Figure III. 6 Schéma de du balcon Type II.....	43
Figure III. 7 Schéma de ferrailage.....	55
Figure III. 8 Schéma de ferrailagede nervure.....	50

## *Liste des figures*

---

---

Figure III. 9 Dimension des escaliers .....	50
Figure III. 10 Schéma d'escalier a E.L.U .....	51
Figure III. 11 Schéma d'escalier a E.L.S.....	52
Figure III. 12 Shéma de ferrailage des escaliers.....	59
Figure III. 13 Ferrailage de la poutre palière.....	64

### **CHAPITR IV:**

Figure IV.1Présentation de batiment par le logiciel ROBOT.....	70
--	----

### **CHAPITRE V :**

Figure IV. 2 Schéma de ferrailage de la poutre principale.....	105
Figure IV. 3 Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.....	114
Figure IV. 4 schéma de ferrailage des poteaux .....	117
Figure IV.5 Schéma de voiles x-x .....	118
Figure IV .6Schéma de voiles x-x .....	120
Figure IV. 7-Schéma de voiles y-y .....	121

## Liste des tableaux

No Tableau	Intitulé	No Page
<b>PRIMIER CHAPITRE</b>		
Tableau I-1	Caractéristiques géométriques.	02
Tableau I-2	Composition de béton.	05
<b>DEUXIEME CHAPITRE</b>		
Tableau II-1	Résumé des charges et surcharges	16
Tableau II-2	Descente des charges sur poteau d'angle.	18
Tableau II-3	Descente des charges sur poteau de rive.	21
Tableau II-4	Descente des charges sur poteau centrale.	23
Tableau II-5	Les valeurs $\alpha - B_c$ .	23
Tableau II-6	Calcule de l'effort normal.	23
<b>TROISIEME CHAPITRE</b>		
Tableau III-1	Sollicitation d'acrotère.	36
Tableau III-2	Sollicitation du balcon type I.	47
Tableau III-3	Sollicitation du balcon type II.	60
Tableau III-4	Evaluation des charges	66
Tableau III-5	Sollicitation du plancher type I.	
Tableau III-6	Sollicitation du plancher type II.	43
Tableau III-7	Ferrailage des nervures.	44
Tableau III-8	Vérification à L'ELS.	46
Tableau III-9	Evaluation des charges.	50
Tableau III-10	Sollicitations des escaliers.	51
Tableau III-11	Ferrailage des escaliers.	52
Tableau III-12	Vérification des contraintes à L'ELS Tableau.	55
Tableau III-13	Vérification de cisaillement	56
Tableau III-14	Sollicitation de la poutre palière.	59

	<b>QUATRIEME CHAPITRE</b>	
Tableau IV-1	Vérification au renversement sens xx	81
Tableau IV-2	Vérification au renversement sens yy.	82
Tableau IV-3	Les périodes dynamiques.	84
Tableau IV-4	Vérification de l'effet P- $\Delta$ sens xx.	85
Tableau IV-5	Vérification de l'effet P- $\Delta$ sens yy.	86
Tableau IV-6	Ferraillages des poutres Principales.	89
Tableau IV-7	Ferraillages des poutres secondaires.	90
Tableau IV-8	Vérification des poutres principales.	92
Tableau IV-9	Vérification des poutres secondaires.	93
Tableau IV-10	Ferraillage des poteaux.	83
Tableau IV-11	Vérification à l'ELS	86
Tableau IV-12	Vérification de flambement des poteaux.	86
Tableau IV-13	Ferraillage longitudinale de voile de largeur 1.5m	92
Tableau IV-14	Ferraillage longitudinale de voile de largeur 1.3m	92
Tableau IV-15	Ferraillage longitudinale de voile de largeur 1.2m	92
Tableau IV-16	Vérification au cisaillement de voile sens X-X.	93
Tableau IV-17	Vérification au cisaillement de voile sens X-X.	93

L'objectif principal de toute étude de projet d'un bâtiment à structure en béton armé est de garantir la stabilité et la résistance du bâtiment afin d'assurer sa sécurité. Il est essentiel que l'homme suive constamment les progrès et apprenne les nouvelles techniques de construction pour améliorer le comportement des structures, en particulier dans un contexte de développement urbain vertical qui devient prioritaire dans les pays industrialisés en raison de la gestion de l'espace.

Le présent projet de fin d'études vise à appliquer des méthodes modernes de calcul sismique des structures. Ces méthodes ont pour objectif de déterminer les sollicitations et les déplacements dans les portiques et les voiles sous l'effet des forces horizontales, telles que les forces sismiques. Nous avons choisi un bâtiment de configuration simple et régulière, à usage mixte (résidentiel et commercial), comportant 7 niveaux (RDC+7), situé dans une zone de sismicité moyenne (IIa).

Les calculs ont été réalisés en respectant les codes de conception et de calcul en génie civil les plus récents, tels que CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003, ainsi que d'autres DTR applicables. Au cours de l'étude, des informations précieuses ont été obtenues, enrichissant notre expérience et nous permettant de relier la partie théorique apprise pendant notre formation académique à la partie pratique appliquée.

Ce document présente une synthèse des travaux réalisés, détaillant les démarches de calcul utilisées et les références sur lesquelles nous nous sommes appuyés. Les points suivants seront étudiés successivement :

1. Présentation et définition du projet.
2. Pré-dimensionnement et détermination des charges et surcharges.
3. Étude des éléments secondaires.
4. Étude des éléments porteurs.
5. Calcul des éléments d'infrastructure.
6. Conclusion

# **CHAPITRE I**

## **Présentation de l'ouvrage**

### I- Présentation de l'ouvrage:

#### I-1- Introduction

Dans le cadre du projet final de cette étude, nous avons calculé  
Immeuble résidentiel R+7

Le bâtiment sera situé à M'sila " Bir El Arbi " , classé selon la réglementation sismique Algérie « RPA 99 édition 2003 » comme zone de sismicité moyenne « Zone II a »

#### I - 2 Caractéristiques géométriques :

- 1) Largeur en plan : 8.30 m
- 2) Longueur en plan : 22.76 m
- 3) La hauteur totale du bâtiment : 24.48 m
- 4) Hauteur du R.D.C : 3.06 m
- 5) La hauteur de l'étage courant : 3.06 m

#### I- 3 Conception de structure :

##### ■ **Systeme porteur :**

C'est une ossature réalisé en système de contreventement mixte (portique + voile)

##### ■ **Les planchers:**

La pose de revêtements de sol sur différents sols utilise un seul type de revêtement de sol : le revêtement de sol à corps creux

Tous les étages disposent de sols de terrasse inclinés pour faciliter la circulation de l'air

L'eau de pluie s'écoule vers les canalisations d'évacuation.

##### ■ **Maçonneries :**

- Murs extérieurs : sont en doubles parois de briques creuses (la paroi interne et la paroi externe sont respectivement de 10 et 15cm d'épaisseur, séparées d'un vide d'air de 5 cm d'épaisseur). -

Murs intérieurs : sont en simple cloison en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

##### ■ **Escaliers :**

Sont droits, à double volée reposant sur un palier de repos et seront réalisés en béton armé.

## CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

---

### ▪ Revêtements :

- ✓ Enduit de ciment
- ✓ Enduit de plâtre
- ✓ Carrelage

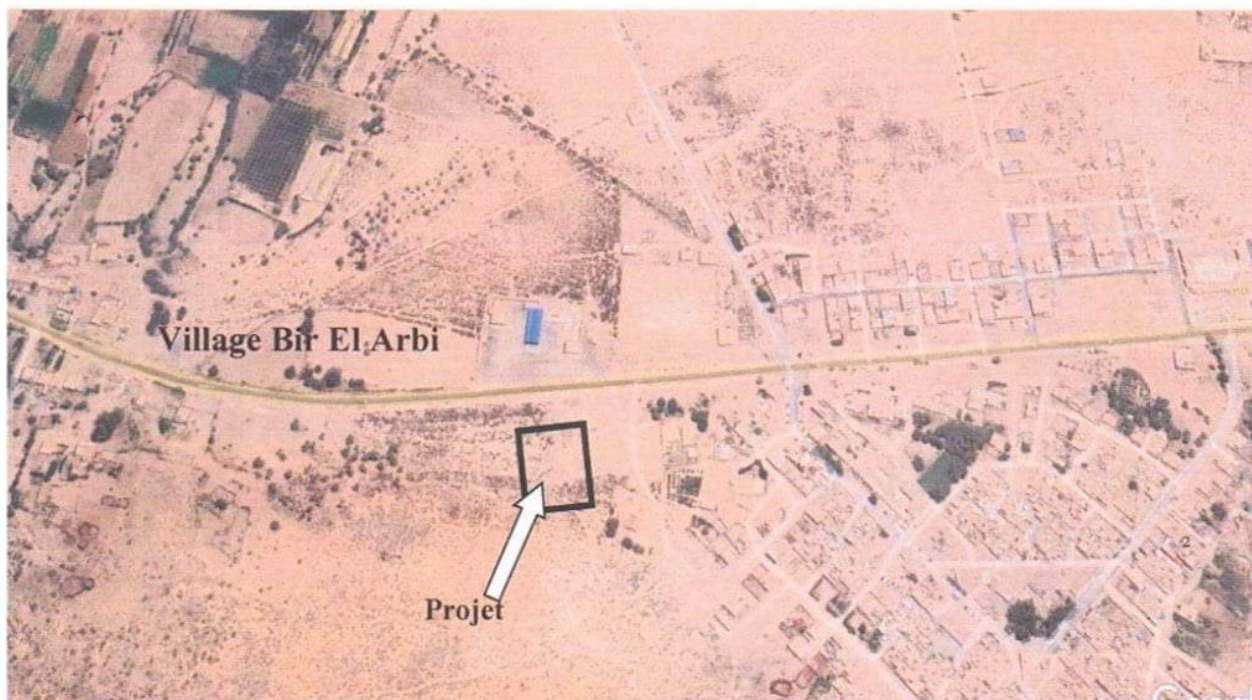
### ▪ Fondation :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure.

### ▪ Type de coffrage:

les éléments structuraux sont réalisées par un coffrage métallique ou coffrage en bois.

### Présentation des plans :



**Figure: plan de situation.**

## CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

### 2) Plan de Masse du Projet de poste routier de la protection civile à Bir El Arbi commune de M'cif wilaya de M'sila:

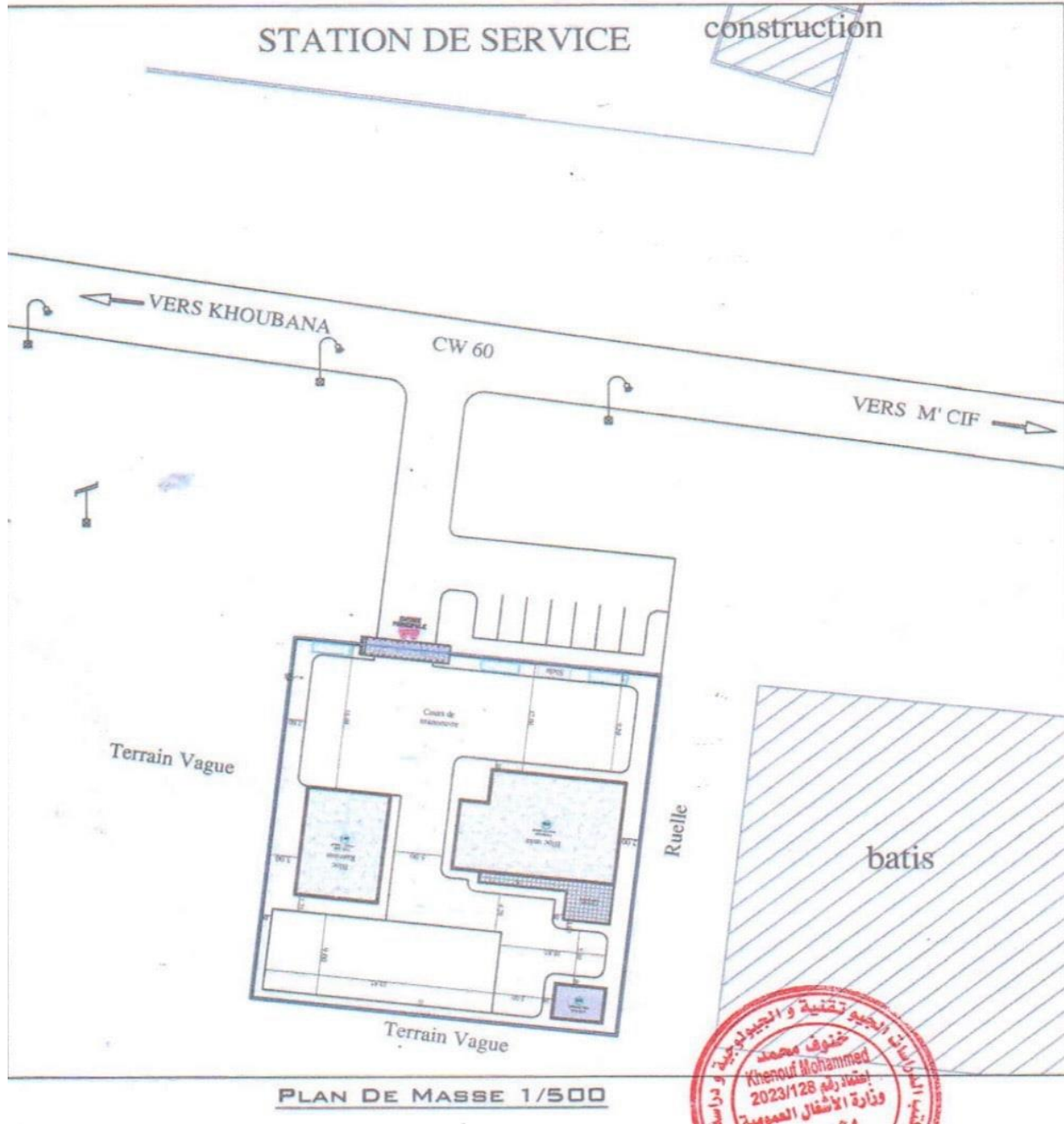


Figure: plan de masse.

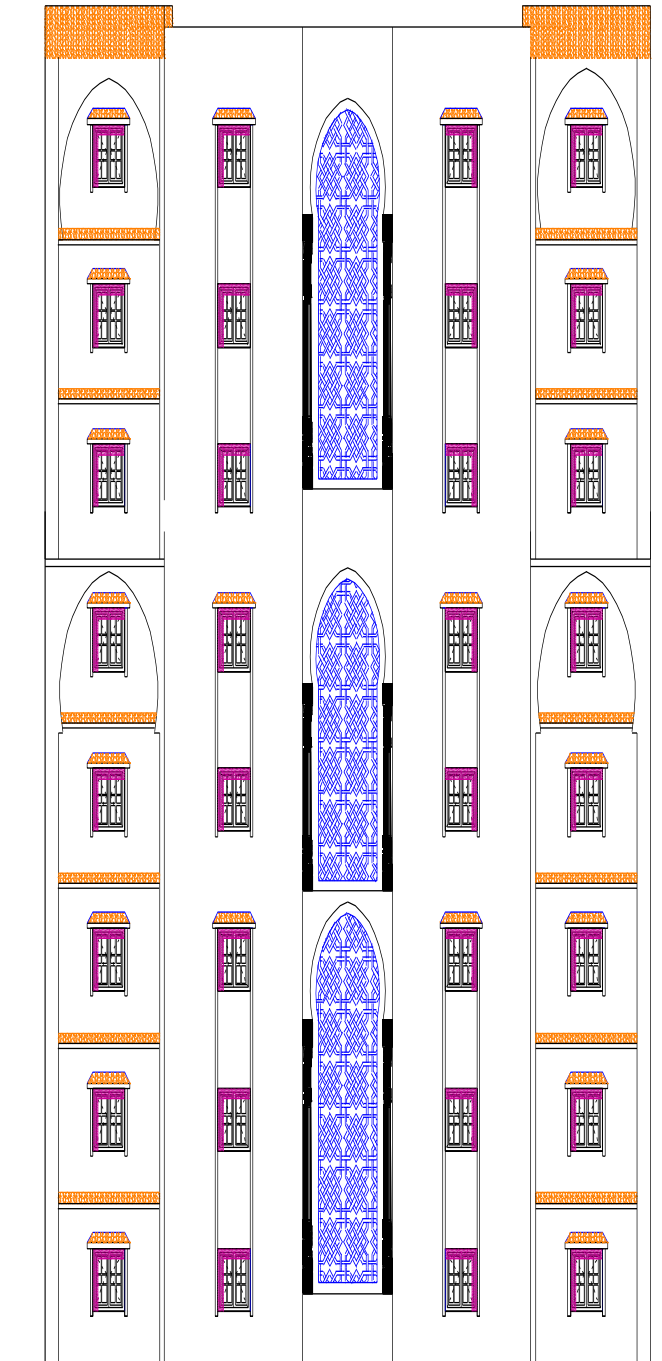
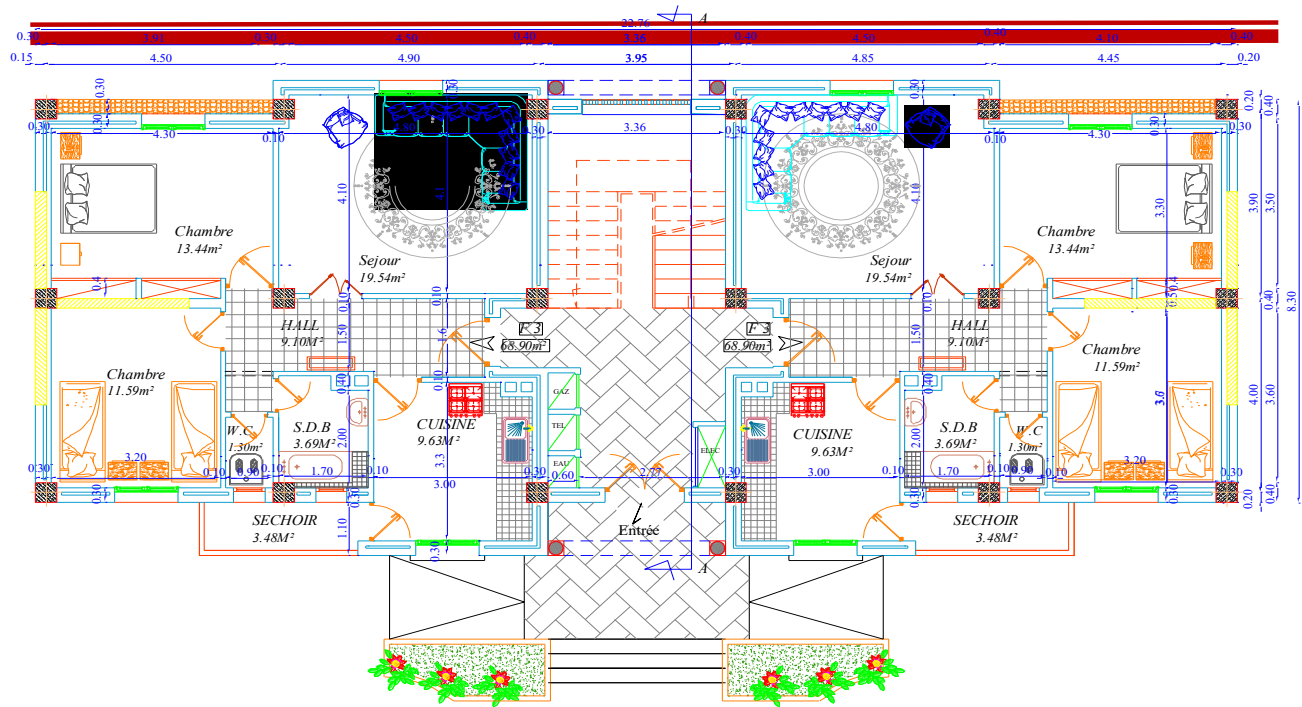
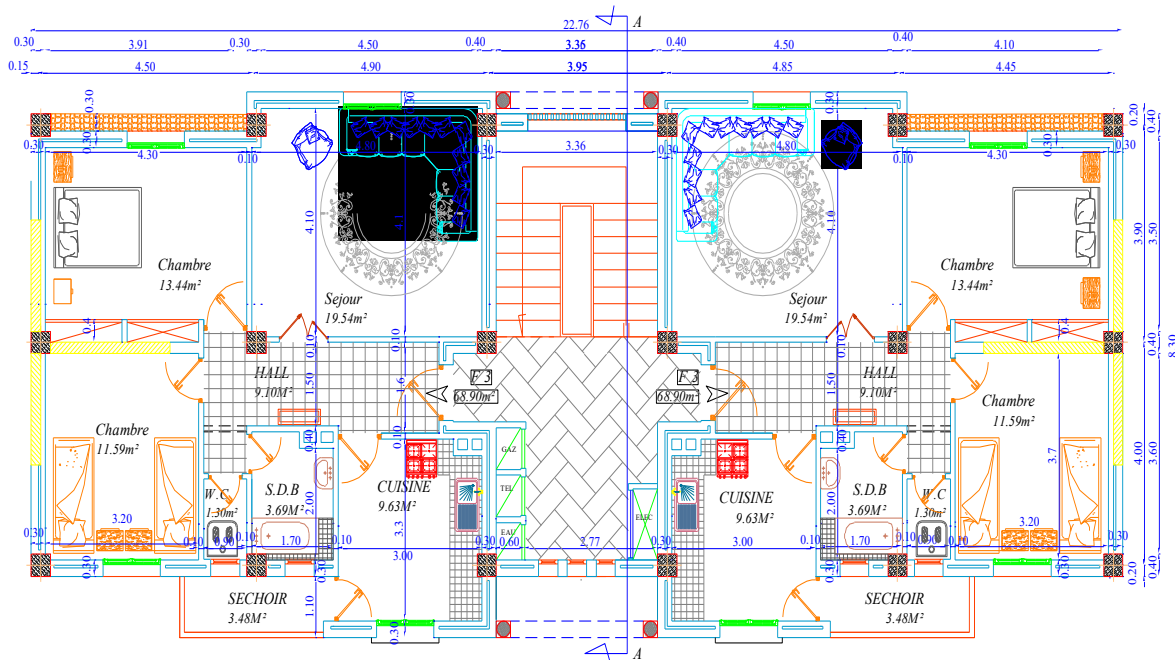


Figure 1 façade du bâtiment

# CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage



**Figure 2 PLAN DU RDC**



**Figure 3 VUE EN PLAN 1 er & 2 eme ... 7 eme ETAGE**

### I.4.-Caractéristiques des matériaux :

Le calcul des ouvrages en béton armé est effectué à partir d'hypothèse des études qui tiennent compte des caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques des matériaux (béton et acier)

#### I.4.1. Béton:

Le béton est un matériau obtenu en mélangeant ciment, granulats et eau selon des proportions adaptées au type d'ouvrage, basées sur l'expérience et des essais de résistance.

Ses avantages incluent l'abondance des matériaux, une mise en œuvre facile, de bonnes propriétés mécaniques, et une compatibilité avec l'acier

#### • Caractéristiques mécaniques du béton :

##### 1. Résistance du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance caractérisée à la compression à j jours ( généralement, à 28 jours). Cette valeur est déterminée pas des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 200 cm<sup>2</sup> de section et de 32 cm<sup>2</sup> de hauteur.

Selon les règles du **BAEL91**, la résistance à la compression du béton peut être calculée à l'aide de la formule suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.67+0.83j} f_{c28}$$

Si  $j \geq 28 \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$

Pour les projets civils et industriels, la résistance caractéristique adoptée est généralement de  $f_{c28}=25\text{MPa}$  avec un contrôle régulier assuré lors de la réalisation.

##### 2. Résistance du béton à la traction :

La Résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction direct sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant le cylindre précédents placé horizontalement entre les Plateaux d'une presse (essai Brésilien) .

## CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

3. Traction - flexion à l'aide d'une éprouvette prismatiques de coté (a) et de longueur (4a) reposant sur deux appuis horizontaux, soumise à la flexion.

La Résistance à la traction notée  $f_{tj}$  est définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{en MPa})$$

Pour  $j = 28$  jours et  $f_{c28} = 25$  MPa on trouve :  $f_{t28} = 2.1$  MPa.

### • Module de déformation longitudinale du béton :

Ils existent deux modules de déformation :

#### -Module de déformation instantanée:

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad ; \quad \text{pour } f_{c28} = 25\text{Mpa} ; E_{i28} = 32164,2 \text{ Mpa},$$

#### - Module de déformation différée:

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \quad ; \quad \text{pour } f_{c28} = 25\text{Mpa} ; E_{i28} = 10818,9 \text{ Mpa}.$$

#### -Coefficient de poisson :

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "v".

1. E.L.U :  $\nu = 0$  (calcul des sollicitations, béton fissuré)
2. E.L.S :  $\nu = 0.2$  (calcul des déformations béton non fissuré)

#### -Contraintes limites:

##### a) État limite ultime (E.L.U) :

défini généralement par la résistance mécanique au-delà de laquelle il y a de l'ouvrage ; dans ce cas, la contrainte est définie par :

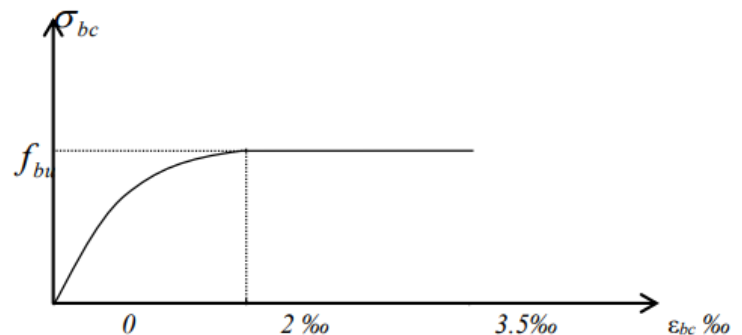


Figure 4: Contraintes limites

## CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

---

$$f_{bu} = 0.85 f_{cj} / \gamma_b$$

Avec  $\gamma_b$  : coefficient de sécurité égal à :

1.  $\gamma_b = 1.5$  dans le cas des situations durables ou transitoires.
2.  $\gamma_b = 1.15$  dans le cas des situations accidentelles.

### **b) État limite de service (E.L.S) :**

c'est l'état de chargement au delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

1. L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
2. L'état limite de service d'ouverture des fissures.
3. L'état limite du service de déformation

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

### **c) Contrainte admissible de cisaillement:**

- $\tau_u = \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{MAP})$  ; si la fissuration non préjudiciable.
- $\tau_u = \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{MAP})$  ; si la fissuration préjudiciable

### **d) Contrainte de service du béton en compression :**

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{pour} \quad \sigma_{bc} = 25 \text{MPa}$$

## **I.4.2. Aciers:**

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.

- ✓ -Nuance pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- ✓ -Nuance mi-dure et dure pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Dans la pratique on utilise les nuances d'aciers suivants:

- ✓ Acier naturel (fe E 215, fe E 235)
- ✓ Acier à haute adhérence (fe E 400, fe E 500)

## CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

- ✓ -Treillis soudés de maille (150 x 150) mm<sup>2</sup> avec  $\varnothing = 3,5$  mm (T.S.L fe E500)
- ✓ le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à:  $E_s=200\ 000$  Mpa

### 1. Diagramme contraintes- déformations :

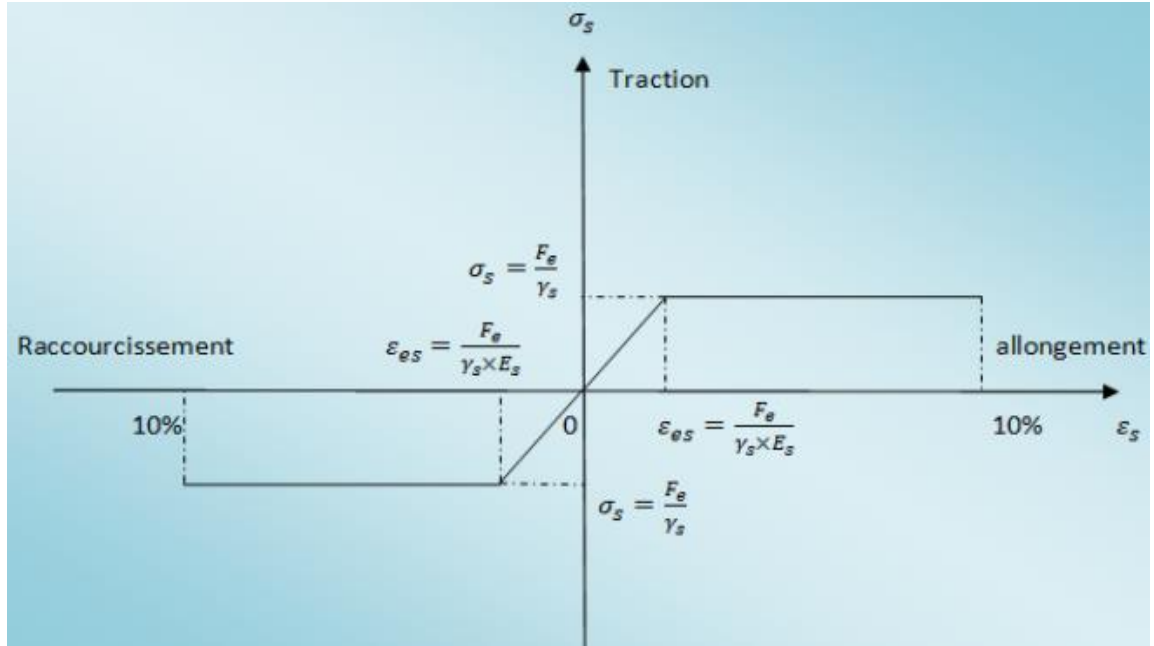


Figure 5 : Diagramme contraintes- déformations d'acier

- **Etat limite ultime (ELU):**

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  qui a les valeurs suivantes:

$\gamma_s=1.15$  cas général.

$\gamma_s=1.00$  cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre étude, on utilise des aciers Fe E400

- **Etat limite de service (ELS):**

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

1. Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

## CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

2. Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s^- = \min\left[\frac{2}{3}fe ; 110\sqrt{\eta ftj}\right]$  MPa

3. Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s^- = \min\left[\frac{1}{2}fe ; 90\sqrt{\eta ftj}\right]$  MPa

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$  pour les aciers à haute adhérence (HA).

$\psi_s$  : Coefficient de scellement.

Ronds lisses	$\psi_s = 1$
Barres HA (quelque soit le $\Phi$ )	$\psi_s = 1.6$
Fils HA (quelque soit le $\Phi$ )	$\psi_s = 1.5$

- **Module de Young :**

$$E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

- **Diagramme de déformation d'une section en béton armé :**

Dans l'analyse des déformations d'une section en béton armé, on distingue trois domaines de comportement : Domaine 1, Domaine 2 et Domaine 3, chacun représenté par un pivot : A, B et C. Ces pivots sont utilisés pour tracer le diagramme de déformation de la section.

Les calculs sont réalisés conformément à la méthode des trois pivots décrite dans le Code du Béton Armé (CBA93).

Le diagramme de déformation est caractérisé par :

- **Allongement en traction** (zone de la fibre tendue) :

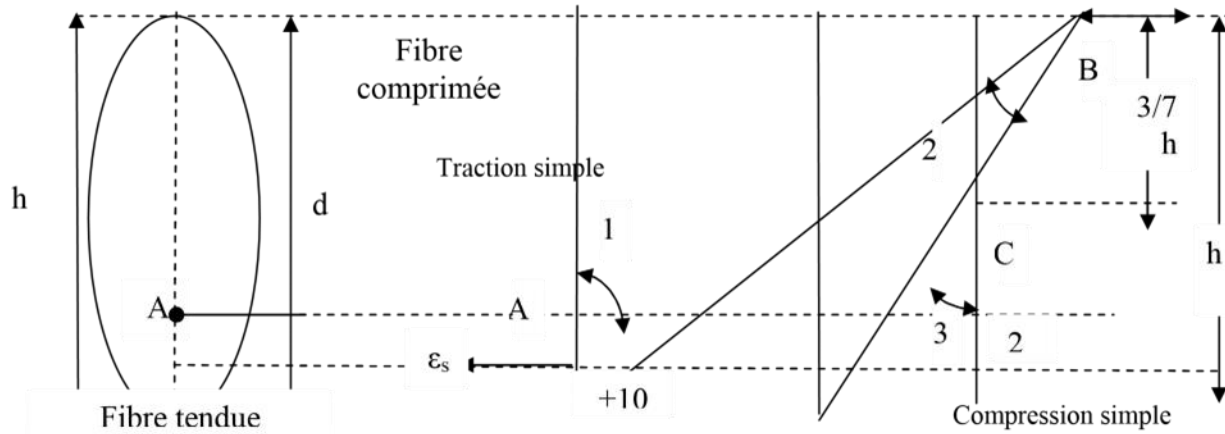
$$\varepsilon = 0 \text{ ‰}$$

- **Raccourcissement en compression** (zone de la fibre comprimée) :

$$\varepsilon = -2 \text{ ‰ à } -3,5 \text{ ‰}$$

## CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Ces limites permettent de situer la section dans un des trois domaines de comportement définis par la méthode.



**Figure 6 : diagrammes de déformation d'un béton armé.**

### -Méthode des trois pivots – Règles générales :

. Lorsqu'une section en béton armé est soumise à des efforts normaux (traction ou compression), la rupture peut se produire selon plusieurs modes :

1. Par écrasement du béton comprimé, lorsque la déformation de compression dépasse la limite du matériau.
2. Par rupture de l'armature tendue, lorsque l'acier atteint sa déformation ultime.
3. La position du diagramme de déformation dépend donc des limites de déformation admissibles du béton et de l'acier.

Le diagramme de déformation est représenté par une droite passant par l'un des trois pivots : A, B ou C, selon le domaine de comportement de la section.

### -Tableau récapitulatif des pivots et domaines :

Pivot	Domaine	Type de déformation	Déformation limite ( $\epsilon$ en ‰)
A	Domaine 1	Allongement de l'acier tendu	$\epsilon = 10 \text{ ‰}$
B	Domaine 2	Raccourcissement du béton (rupture normale)	$\epsilon = 3,5 \text{ ‰}$
C	Domaine 3	Raccourcissement important du béton (courbure forte)	$\epsilon = 20 \text{ ‰}$

### I.5.Hypothèses de calcul : C.B.A.93 [A.4.3.2] :

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- Les sections droites demeurent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée

#### E.L.U :

Les déformations des sections sont limitées comme suit :

- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰,
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion et à 2‰ en compression simple.

De plus, il est possible de considérer qu'une section composée de plusieurs barres tendues ou comprimées est concentrée en son centre de gravité, à condition que l'erreur résultant de cette approximation sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15‰.

#### E .L.S :

- Les sections droites demeurent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton en traction est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations :

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc}$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

où  $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$  est la déformation.

Par convention,  $\eta$  représente le rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

C'est le coefficient d'équivalence

# **CHAPITRE II**

## **Pré dimensionnement**

❖ **pré dimensionnement des éléments :**

**II.1.Introduction :**

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/ version2003 et C.B.A 93 (B.A.E.L 91). Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

**II .2. Les planchers :**

Le plancher constitue une séparation entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il a pour rôle de transmettre les charges permanentes et les surcharges directement appliquées vers les éléments porteurs. En plus de sa fonction structurelle, il contribue au confort en assurant l'isolation phonique, thermique ainsi que l'étanchéité, notamment aux niveaux extrêmes.

Dans notre structure, nous utilisons deux types de planchers.

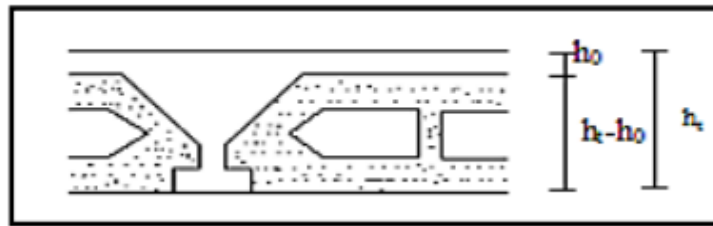


Figure-II-1- Coupe du plancher à corps creux.

**Condition de flèche :**

$$\frac{l_{max}}{22.5} \leq h_t \leq \frac{l_{max}}{15} \quad l_{max} = 400 \text{ cm .}$$

$$\frac{400}{22.5} \leq h_t \leq \frac{400}{15} \quad \longrightarrow \quad 17.77 \leq h_t \leq 26.66$$

On adopte  $h_t = 20 \text{ cm} = (16 + 4)$

Avec :

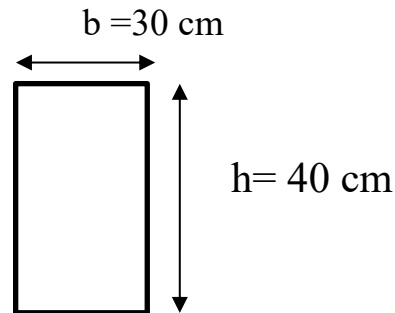
$h_t$  : la hauteur des poutrelles .

$l_{max}$ : longueur du plancher .

### II.3. Les poutres :

Le pré-dimensionnement des poutres est réalisé à l'aide des formules empiriques du BAEL91, puis vérifié conformément aux prescriptions du RPA 99 (version 2003). Cette démarche permet d'assurer à la fois la résistance, la rigidité et la conformité sismique des éléments porteurs horizontaux.

#### II.3.1/Les poutres principales :



#### ❖ Selon le B.A.E.L 91:

Pour une poutre de portée L, la hauteur sera choisie de telle manière à respecter le critère de rigidité suivant :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \iff 30 \leq h \leq 45 \quad \text{On adopte } h = 40 \text{ cm}$$

Une fois la hauteur h déterminée, on se fixe une largeur b comprise entre 40 à 80 % de la hauteur.

$$0.4 h_p \leq b \leq 0.8 h_p$$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.8 \times 40 \iff 16 \leq b \leq 32$$

On adopte  $b = 30 \text{ cm}$

Avec:

- L: la portée de la poutre.
- h: la hauteur de la poutre.
- b: la largeur de la poutre.

#### - Vérification selon RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \implies b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \implies h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \iff \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

#### II.3.2.Les poutres secondaires :

Elles sont disposées pareillement aux poutrelles, on suit la même démarches comme les poutres principales avec :

## CHAPITRE II: Pré dimensionnement

$L_{\max}$  : est la distance maximale entre nu d'appui dans le sens de disposition des poutrelles

D'où :

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \implies 26.66 \leq h \leq 40 \quad \text{On adopte } h = 35 \text{ cm}$$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.8 \times 35 \implies 14 \leq b \leq 28 \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

- Vérification selon RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \implies b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \implies h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \iff \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \end{array} \right.$$

### II-3- Descente des charges :

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises par les étages supérieurs jusqu'aux fondations.

#### II-3-1- Loi de dégression des charges : (D.T.R.B.C.2.2; A: 6.3)

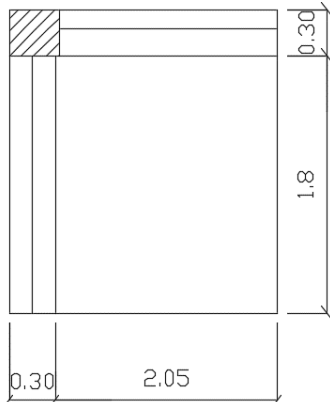
Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveau ou l'occupation des divers niveaux peut être considéré comme indépendant.

On adoptera pour le calcul :

- Sous toit ou terrasse  $Q_0$
- Sous dernier étage  $Q_0 + Q_1$
- Sous l'étage immédiatement inférieur  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
- Sous le troisième étage  $Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous quatrième étage  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- Sous le cinquième étage est les suivants  $Q_0 + \frac{(3+n)}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$ .

## CHAPITRE II: Pré dimensionnement

### II-3-2- poteau d'angle: S=3.69



**Tableau de calcul :**

Niveau	Elément	G (kn)	Q (kn)
<b>N 1 - 1</b>	Acrotère (3.7+3.2)×2.318	15.99	
	Plancher terrasse (11.84×5.79)	68.55	
	poutres(0.4×0.3)×25×3.7+(0.3×0.35)×25×3.20	19.5	
	Poteau 0.4×0.4×25(3.06/2)	6.12	
	Balcon(5.39×11.84)	63.81	
	Surcharge d'exploitation		3.69
	<b>Total 1 – 1</b>	<b>173.97</b>	<b>3.69</b>

<b>N 3 – 3</b>	Revenant N 2 – 2	134.98	16.38
	Plancher d'étage courant	26.35	3.69×3.85
	Les poutres	12.14	
	Poteau	6.12	
	Mur extérieure	11.77	
	Surcharge d'exploitation		14.20
	<b>Total 3 – 3</b>	<b>193.36</b>	<b>30.58</b>

<b>N 4 – 4</b>	Revenant N 3 – 3	193.36	30.58
	Plancher d'étage courant	26.35	3.69×5.05
	Les poutres	12.14	
	Poteau	6.12	
	Mur extérieure	11.77	
	Surcharge d'exploitation		18.63
	<b>Total 4- 4</b>	<b>249.74</b>	<b>49.21</b>

## CHAPITRE II: Pré dimensionnement

<b>N 5 – 5</b>	Revenant N 4 – 4	365.12	49.21
	Plancher d'étage courant	26.35	3.69×6.1
	Les poutres	19.5	
	Poteau	6.12	
	Mur extérieure	11.77	
	Surcharge d'exploitation		22.05
	<b>Total 5 – 5</b>	<b>428.86</b>	<b>71.71</b>

<b>N 6 – 6</b>	Revenant N 5 – 5	428.86	71.71
	Plancher d'étage courant	26.35	3.69×7
	Les poutres	19.5	
	Poteau	6.12	
	Mur extérieure	11.77	
	Surcharge d'exploitation		25.83
	<b>Total 6 – 6</b>	<b>492.6</b>	<b>97.54</b>

<b>N 7 – 7</b>	Revenant N 6 – 6	492.6	97.54
	Plancher d'étage courant	26.35	3.69×7.75
	Les poutres	19.5	
	Poteau	6.12	
	Mur extérieure	11.77	
	Surcharge d'exploitation		28.59
	<b>Total 7 – 7</b>	<b>556.34</b>	<b>126.13</b>

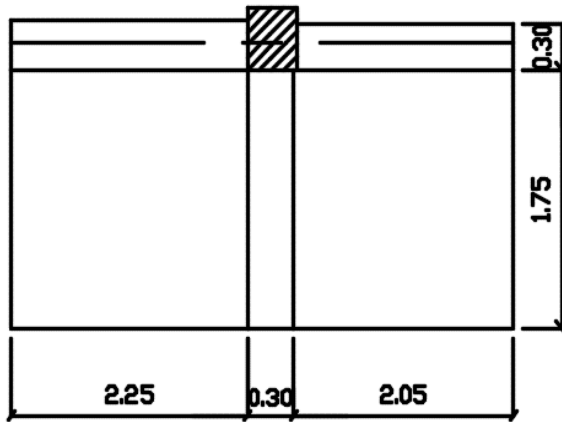
<b>N 8 – 8</b>	Revenant N 7 – 7	556.34	126.13
	Plancher d'étage courant	26.35	3.69×8.5
	Les poutres	19.5	
	Poteau	6.12	
	Mur extérieure	11.77	
	Surcharge d'exploitation		31.36
	<b>Total 8 – 8</b>	<b>620.08</b>	<b>157.49</b>

**Tableau II-2 descente des charges sur poteau d'angle.**

## CHAPITRE II: Pré dimensionnement

II-3-3- Poteau rive :

$$S=7.51\text{cm}^2$$



Niveau	Élément	G (kn)	Q (kn)
<b>N 1 - 1</b>	Acrotère(0.3+2.18+1.63)×2.318	21.09	
	Plancher terrasse	181..41	
	Poutres	21.78	
	Poteau	6.12	
	Balcon	171.67	
	Surcharge d'exploitation		7.51
	<b>Total 1 – 1</b>		<b>407.05</b>
<b>N 2 – 2</b>	Revenant N 1 – 1	96.11	7.51
	Plancher d'étage courant	44.58	
	Poutres	21.78	
	Poteau	6.12	
	Mur extérieure	19.92	
	Balcon	171.67	
	Surcharge d'exploitation		19.8
	<b>Total 2 – 2</b>		<b>671.39</b>
<b>N 3 - 3</b>	Revenant N 2 – 2	203.22	27.31
	Plancher d'étage courant	44.58	
	Poutres	21.78	
	Poteau	6.12	
	Mur extérieure	19.92	
	Balcon	171.67	
	Surcharge d'exploitation		30.49
	<b>Total 3 – 3</b>		<b>935.73</b>

## CHAPITRE II: Pré dimensionnement

<b>N 4 - 4</b>	Revenant N 3 – 3	310.33	57.8
	Plancher d'étage courant	44.58	
	poutres	21.78	
	Poteau	6.12	
	Mur extérieure	19.92	
	Balcon	171.67	
	Surcharge d'exploitation		40
	<b>Total 4 - 4</b>	<b>1200</b>	<b>97.8</b>

<b>N 5 - 5</b>	Revenant N 4 – 4	417.44	97.8
	Plancher d'étage courant	44.58	
	poutres	21.78	
	Poteau	6.12	
	Mur extérieure	19.92	
	Balcon	171.67	
	Surcharge d'exploitation		48.31
	<b>Total 5 – 5</b>	<b>1464.07</b>	<b>146.11</b>

<b>N 6 - 6</b>	Revenant N 5 – 5	1464.07	146.11
	Plancher d'étage courant	44.58	
	Poutres	21.78	
	Poteau	6.12	
	Mur extérieure	19.92	
	Balcon	171.67	
	Surcharge d'exploitation		55.44
	<b>Total 6 – 6</b>	<b>1728</b>	<b>201.55</b>

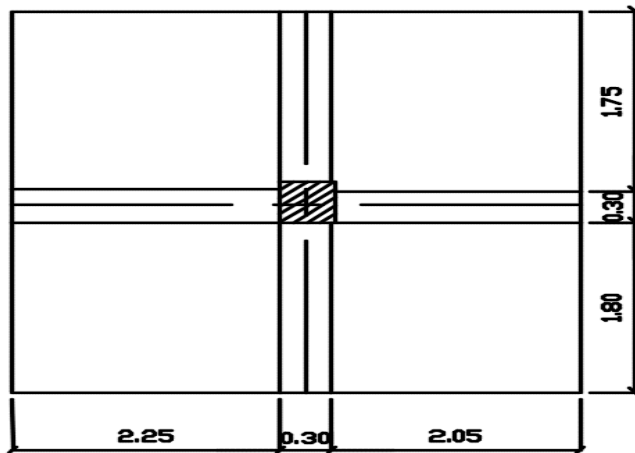
<b>N 7 - 7</b>	Revenant N 6 – 6	1728	201.55
	Plancher d'étage courant	44.58	
	poutres	21.78	
	Poteau	6.12	
	Mur extérieure	19.92	
	Balcon	171.67	
	Surcharge d'exploitation		61.38
	<b>Total 7 – 7</b>	<b>1992</b>	<b>262.93</b>

## CHAPITRE II: Pré dimensionnement

<b>N 8 - 8</b>	Revenant N 7 - 7	1992	262.93
	Plancher d'étage courant	44.58	
	poutres	17.15	
	Poteau	6.12	
	Mur extérieure	19.92	
	Balcon	19.34	
	Surcharge d'exploitation		63.36
	<b>Total 8 - 8</b>	<b>2256</b>	<b>326.29</b>

Tableau II-3 descente des charges sur poteau de rive.

### II-3-4 Poteau central : S=15.25



Niveau	Elément	G (kn)	Q (kn)
--------	---------	--------	--------

	Plancher terrasse	95.03	
	Poutres	21.46	
	Poteau	6.12	
	Surcharge d'exploitation		15.25
	<b>Total 1 - 1</b>	<b>122.61</b>	<b>15.25</b>

<b>N 2 - 2</b>	Revenant N 1 - 1	122.61	15.25
	Plancher d'étage courant	90.60	
	Poutres	21.46	
	Poteau	6.12	
	Surcharge d'exploitation		54.46
	<b>Total 2 - 2</b>	<b>240.79</b>	<b>69.71</b>

## CHAPITRE II: Pré dimensionnement

<b>N 3 - 3</b>	Revenant N 2 – 2	<b>240.79</b>	<b>69.71</b>
	Plancher d'étage courant	87.60	
	Poutres	20.38	
	Poteau	6.12	
	Surcharge d'exploitation		59.9
	<b>Total 3 – 3</b>	<b>358.97</b>	<b>129.61</b>

<b>N 4 - 4</b>	Revenant N 3 – 3	<b>358.97</b>	<b>129.61</b>
	Plancher d'étage courant	87.60	
	poutres	20.38	
	Poteau	6.12	
	Surcharge d'exploitation		78.58
	<b>Total 4 - 4</b>	<b>477.15</b>	<b>208.19</b>

<b>N 5 - 5</b>	Revenant N 4 – 4	<b>477.15</b>	<b>208.19</b>
	Plancher d'étage courant	87.60	
	poutres	20.38	
	Poteau	6.12	
	Surcharge d'exploitation		94.91
	<b>Total 5 – 5</b>	<b>595.33</b>	<b>303.1</b>

<b>N 6 - 6</b>	Revenant N 5 – 5	<b>595.33</b>	<b>303.1</b>
	Plancher d'étage courant	87.60	
	Poutres	20.38	
	Poteau	6.12	
	Surcharge d'exploitation		108.92
	<b>Total 6 – 6</b>	<b>713.51</b>	<b>412.02</b>

<b>N 7 - 7</b>	Revenant N 6 – 6	<b>713.51</b>	<b>412.02</b>
	Plancher d'étage courant	87.60	
	poutres	20.38	
	Poteau	6.12	
	Surcharge d'exploitation		120.59
	<b>Total 7 – 7</b>	<b>831.69</b>	<b>532.61</b>

## CHAPITRE II: Pré dimensionnement

<b>N 8 - 8</b>	Revenant N 7 – 7	<b>831.69</b>	<b>532.61</b>
	Plancher d'étage courant	87.60	
	poutres	20.38	
	Poteau	6.12	
	Surcharge d'exploitation		132.26
	<b>Total 8 – 8</b>	<b>949</b>	<b>664.79</b>

**Tableau II-4** descente des charges sur poteau centrale.

### II.4. les poteaux :

Tableau recapitulative:

Elément		Charge permanente G	Charge d'exploitation Q
Plancher de terrasse		579 kg/m <sup>2</sup>	100 kg/m <sup>2</sup>
Plancher d'étage courant		544 kg/m <sup>2</sup>	150 kg/m <sup>2</sup>
Cloison extérieure		251.65 kg/m <sup>2</sup>	-
Balcon accessible		539 kg/m <sup>2</sup>	350 kg/m <sup>2</sup>
Escalier à paillasses adjacentes	Paillasse	731.07kg/m <sup>2</sup>	250 kg/m <sup>2</sup>
	Palier	499 kg/m <sup>2</sup>	250 kg/m <sup>2</sup>
Escalier à paillasses orthogonales	Paillasse	752.58kg/m <sup>2</sup>	250 kg/m <sup>2</sup>
	Palier	499 kg/m <sup>2</sup>	250 kg/m <sup>2</sup>

**Tableau II-5 : résumé des charges et surcharges.**

Niveau	1.35G	1.5Q	Nu(kn) 1.35G+1.5Q	B <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (choisie)cm <sup>2</sup>
<b>1-1</b>	165.5	22.87	188.37	129.9	1444
<b>2-2</b>	325.06	104.5	429.56	296.3	1444
<b>3-3</b>	284.60	194.4	443	305.56	1444
<b>4-4</b>	365.36	252.9	618.26	420.41	1444
<b>5-5</b>	456.31	319.32	775.63	527.42	1444
<b>6-6</b>	547.26	395.55	942.81	641.11	1444
<b>7-7</b>	638.21	479.94	1118.15	760.34	1444
<b>8-8</b>	733.21	572.50	1305.71	887.88	1444

**Tableau II-6** calcul de l'effort normal.

Le poteau central est le poteau la plus sollicitée donc on a dimensionné les poteaux avec les charges :  
 $N_u = 1305.972$  KN Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10% tel que:  $N_u = 1.1 \cdot 1305.972 = 14356.97$  KN.

## CHAPITRE II: Pré dimensionnement

### II.5.2. Dimensionnement de la section du Poteau

On a  $N_u$  connu, et on recherche  $B_c$  (section de poteau) à partir de l'effort normal et faire la comparaison avec  $B_r$  choisie.

- Le choix de  $B$  est totalement libre.
- Un certain choix est libre, on peut prendre  $A / B_r = 1\%$ , (choix économique).
- 

$$\text{Donc, on a : } B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right]}$$

Donc la stabilité de forme de poteaux est vérifiée pour une section de **(40\*40)**.

$$B_r \geq 0,064 N_u \quad B_r \geq 0,064 \times 1.4356 = 0.091 \text{ m}^2.$$

On a  $B_r = (a - 0,02) \times (b - 0,02)$ . Si on fixe  $b = 0.4 \text{ m}$  :

$$\text{Donc } B_r = 0.38 \times (a - 0,02) \geq 0,095 \text{ m}^2. \quad a \geq 0,270 \text{ m}$$

On prend  $a = 0.40 \text{ m}$ .  $B_r = (0,3 - 0,02) (0,4 - 0,02) = 0,1444 \text{ m}^2 \geq 0.091 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{ C V}$

### II-3-1 / Poteaux de RDC jusqu'au 8eme étage : $H = 3,06 \text{ m}$

$b = 40 \text{ cm}$

- Selon BAEL :

$$b \geq \frac{L_f}{14.4}$$



$h = 40 \text{ cm}$

$L_f$ : Longueur de flambement =  $0,7 L_0$

$L_0$ : hauteur de RDC- retombée de la poutre =  $306 - 40 = 266 \text{ cm}$

-Longueur de flambement :

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 266 = 186,2 \text{ cm}$$

$$b \geq \frac{186.2}{14.4} \rightarrow b \geq 12.93 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } b = 40 \text{ cm}$$

- Vérification selon RPA :

On a  $b = 40 \text{ cm}$   $h = 40 \text{ cm}$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \rightarrow 0.25 \leq 1 \leq 4 \rightarrow h = 40 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

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

$$\text{Min}(b, h) \geq 25 \Rightarrow \text{Min}(40, 40) \text{ cm} \geq 25 \Rightarrow 40 \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

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

### II.5. les voiles:

Le pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article **7.7.1 du RPA 99 (version 2003)**. Ces murs, également appelés *voiles*, remplissent deux fonctions structurelles majeures :

- Assurer le contreventement du bâtiment en reprenant les efforts horizontaux, principalement dus aux actions sismiques et au vent ;
- Reprendre les charges verticales (charges permanentes et surcharges), qu'ils transmettent ensuite aux fondations.

Les principes de base à considérer sont les suivants :

- Charges verticales : il s'agit des charges permanentes (poids propre, éléments fixes) et des surcharges (occupation, équipements, etc.).
- Actions horizontales : elles résultent des effets sismiques et/ou éoliens.
- Les voiles de contreventement doivent être continus jusqu'aux fondations, afin d'assurer une transmission efficace des efforts.
- Lors du pré-dimensionnement, seuls les efforts de translation sont pris en compte. Les efforts de rotation ne sont pas considérés à ce stade, car ils ne sont généralement pas connus .

D'après le RPA 99/version 2003, article 7.7.1 << les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4 e$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. >>

Avec :

L : Porte du voile.

e : Epaisseur du voile.

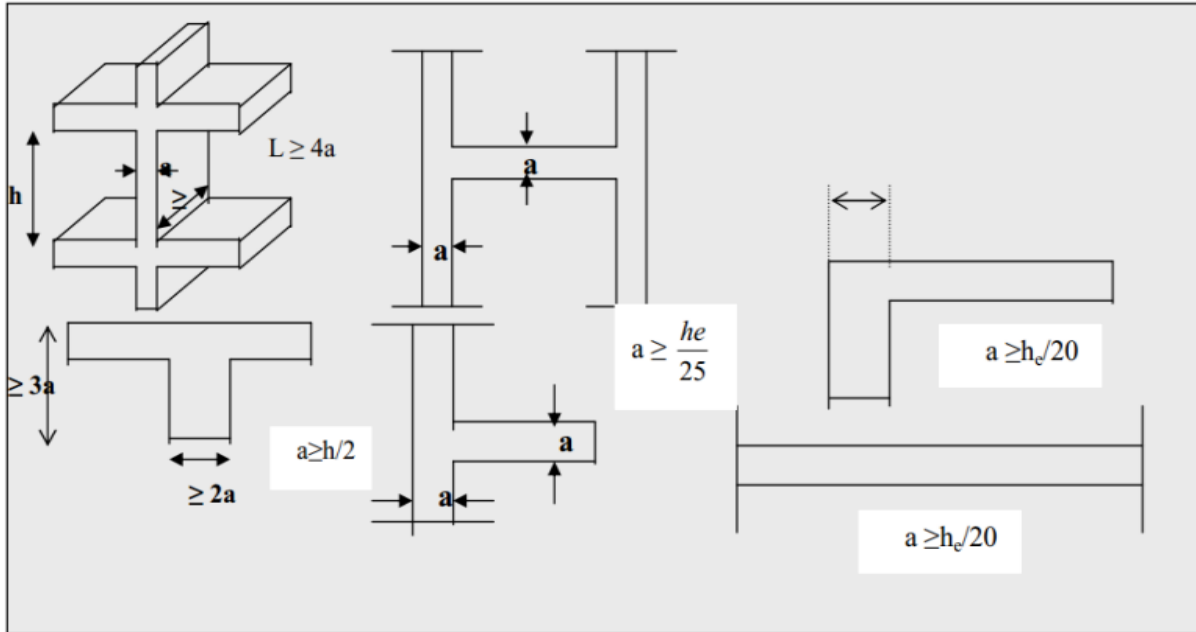


Figure III .2 coupe des voiles

3. L'épaisseur des voiles doit être satisfaire la condition suivante :

$$a \geq \text{Max} \{ he/25 , he/22 , he/20 \}$$

4. L'épaisseur minimale est de 15cm. (RPA 99 version 2003 page 56).

	RDC et Etage courant
he (cm)	306
a (cm)	15.3

Tableau .II.1

Alors on prend une épaisseur égale à :  $e = 20\text{cm}$

## II.6. Les escaliers :

Les escaliers assurent la liaison verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Ils sont généralement composés d'une paillasse (ou dalle inclinée portant les marches) et d'un palier de repos. Un escalier se définit comme une succession de plans horizontaux disposés en gradins, permettant le passage d'un niveau à un autre à pied.

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement

Dans notre bâtiment à usage d'habitation, les escaliers adoptent une configuration droite, constituée de deux volées séparées par un palier de repos central. Ce type de conception est fonctionnel, courant dans les constructions résidentielles, et assure confort et sécurité lors du déplacement vertical.

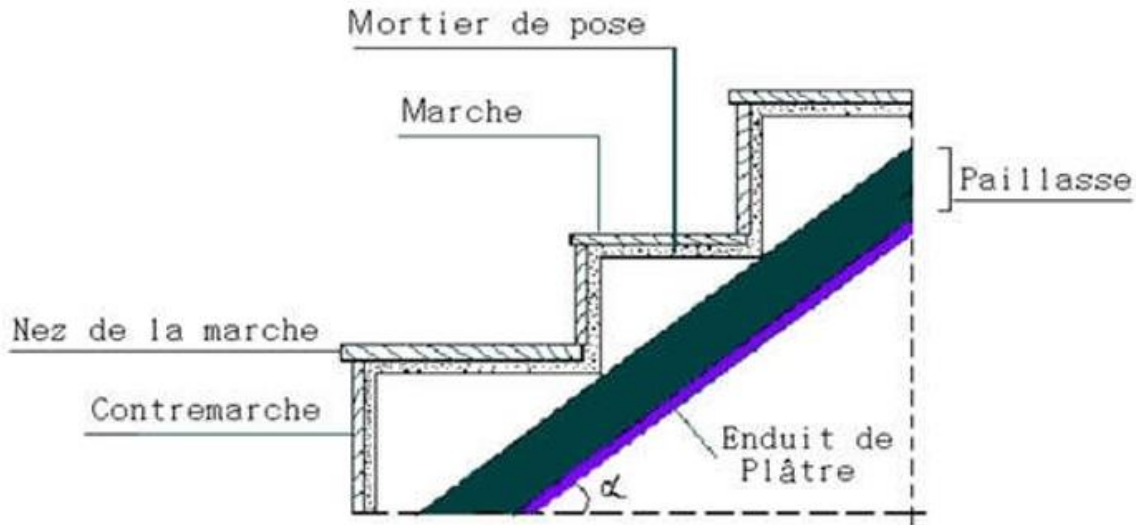


Figure II-3-Schéma d'escalier.

- Pour passer d'un étage à l'autre difficilement, on prend « h » entre 14 et 20cm :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

Et « g » entre le 22 cm et 33cm :

$$22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$$

- Afin de s'assurer que les dimensions des marches sont confortables et conformes aux normes, on utilise la formule empirique de Blondel :

$$g + 2h = m$$

Avec :  $59\text{cm} \leq m \leq 66\text{cm}$

Un escalier sera confortable à monter sans fatigue si l'on respecte la relation empirique de Blondel :

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

Dans notre cas :

$$g \text{ (giron)} = 28\text{ cm}$$

$$h \text{ (hauteur de marche)} = 17\text{ cm}$$

Vérification :

$$59 \leq 28 + 2(17) = 62 \leq 66\text{ cm}$$

La condition de Blondel est donc respectée, ce qui garantit une pente confortable.

- L'escalier reliant le RDC comprend :

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement

---

Nombre total de marches :

$n = 19$  marches (réparties en 10 marches pour la première volée et 9 marches pour la seconde volée).

-Nombre de marche 1er' étage et 8eme étage :

On utilise la formule suivante pour déterminer le nombre de marches :

$$n = \frac{H}{h}$$

Avec :

$H=306\text{cm}$  (hauteur totale à franchir),

$h=17\text{cm}$  (hauteur d'une marche) .

$$n = \frac{306}{17} = 18 \text{marches}$$

Soit une répartition possible de 9 marches par volée dans le cas d'un escalier droit à deux volées.

Le nombre de contremarches est toujours inférieur d'une unité au nombre de marches :

$$n' = n - 1 = 18 - 1 = 17 \text{ contremarches .}$$

### -Type d'escalier : Parallèle :

Dans notre cas, l'escalier est de type parallèle, constitué de deux volées identiques reliées par un palier.

Calcul de la longueur de la paillasse :

La longueur de la paillasse (L) pour une volée droite peut être estimée à l'aide de la formule suivante :

$$L=(n-1)\times g$$

Avec :

$n= 9$  marches (par volée),

$g = 27\text{cm}$  (giron, c'est-à-dire la profondeur de marche) .

$$L = (9-1)\times 27 = 8\times 27 = 216 \text{ cm}$$

Longueur de la paillasse : 216 cm

### -Calcul de l'inclinaison de l'escalier ( $\alpha$ ) :

L'inclinaison  $\alpha$  de l'escalier peut être déterminée à partir de la tangente de l'angle, selon la formule :

$$\tan(\alpha) = \frac{he}{L}$$

Avec :

- ✓  $H=306\text{cm}$  (hauteur totale à franchir),
- ✓ L'escalier ayant deux volées égales, la hauteur d'une volée est :

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement

---

$$he = \frac{H}{2} = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm}$$

Longueur de la paillasse pour une volée :

$$L=255\text{cm}$$

**-Application numérique :**

$$\tan(\alpha) = \frac{153}{255} \approx 0.6$$

$$\alpha \approx \tan^{-1}(0,6) \approx 30,96^\circ$$

inclinaison de l'escalier : environ  $31^\circ$ , ce qui reste dans la plage de pente confortable recommandée (entre  $30^\circ$  et  $35^\circ$  pour les escaliers d'habitation).

**-Épaisseur de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse  $e$  doit respecter les limites empiriques suivantes :

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$$

où :

- $L$  est la longueur horizontale de la volée :  $L=255\text{cm}$
- $\alpha = 30,96^\circ$  est l'inclinaison de la paillasse
- $L_0$  est la longueur réelle inclinée de la paillasse, calculée par :

$$L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{255}{\cos 30.96^\circ} \approx 297,37\text{cm}$$

**-Encadrement de l'épaisseur  $e$  :**

$$\frac{297.37}{30} \leq e \leq \frac{297.37}{20} = 9,9\text{cm} \leq e \leq 14,87\text{cm}$$

**-Valeur adoptée :**

On adopte une épaisseur  $e = 14 \text{ cm}$ , située dans l'intervalle recommandé, assurant une bonne résistance et une rigidité suffisante.

### II.7./ Charges et surcharges :

- **Les charges permanentes  $G$  [D.T.R B.C.22] :**

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement

Il est essentiel de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre dans la construction du bâtiment. Afin de standardiser et de faciliter les procédures de calcul, le législateur met à disposition des valeurs de poids volumiques (ou masses volumiques) selon la nature des matériaux utilisés.

Ces valeurs de référence sont disponibles dans le D.T.R B.C.22, et permettent une estimation cohérente et réglementaire des charges permanentes agissant sur la structure.

- **Plancher terrasse non accessible (corps creux) :**

- protection en gravillons rous..... $0.05 \times 1700 = 85 \text{ kg /m}^2$
- Etanchéité multicouche ..... $0.02 \times 600 = 12 \text{ kg /m}^2$
- Forme de pente..... $0.08 \times 2000 = 160 \text{ kg / m}^2$
- Isolation thermique en liège..... $0.04 \times 400 = 16 \text{ kg /m}^2$
- Plancher à corps creux (16+4)..... $280 \text{ kg /m}^2$
- Enduit en plâtre .....  $0.02 \times 1300 = 26 \text{ kg /m}^2$

$$G = 579 \text{ kg/m}^2$$

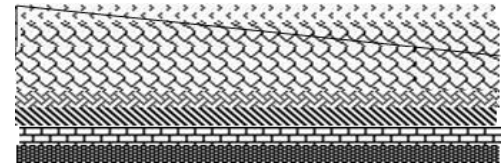


Figure II-4 -Plancher terrasse.

- **Plancher étage courant et RDC (corps creux) :**

- Cloisons intérieures..... $100 \text{ kg /m}^2$
- Revêtement en Carrelage..... $2200 \times 0.02 = 44 \text{ kg /m}^2$
- Mortier de pose..... $2000 \times 0.02 = 40 \text{ kg /m}^2$
- Lit de sable ..... $1800 \times 0.03 = 54 \text{ kg /m}^2$
- Plancher à corps creux (16+4)..... $280 \text{ kg /m}^2$
- Enduit de plâtre..... $1300 \times 0.02 = 26 \text{ kg /m}^2$

$$G = 544 \text{ kg/m}^2$$

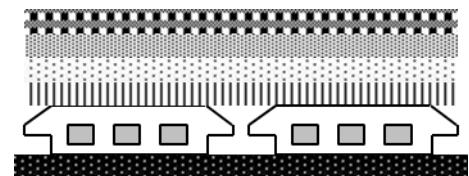


Figure II-5-Plancher étage courant.

- **L'acrotère :**

Section transversale de l'acrotère

$$S = (0,02 \times 0,1) + (0,6 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) = 0,069 \text{ m}^2$$

**-Poids propre de l'acrotère :**

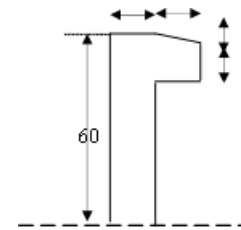


Figure II-6- l'acrotère G

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement

En supposant un béton de masse volumique de 2500 kg/m<sup>3</sup>

Poids propre = 0,069×2500 = 172,5kg/ml

**-Poids du revêtement en enduit de ciment :**

- Épaisseur de l'enduit : 2 cm=0,02 m<sup>2</sup>
- Masse volumique de l'enduit : 2000 kg/m<sup>3</sup>
- Surface couverte par mètre linéaire : 0,6+0,2+0,08+0,1+0,5=1,48 m<sup>2</sup>

Poids de l'enduit=0,02×2000×1,48=59,2kg/ml

**-Poids total de l'acrotère par mètre linéaire :**

172,5+59,2=231,7 kg/ml

- **Cloisons extérieures :**

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double cloison.

- Enduit extérieur .....0.02x2000=40 kg /m<sup>2</sup>
- Briques creuses (10 cm).....0.10x1200=120 kg /m<sup>2</sup>
- Briques creuses (10 cm).....0.10x1200=120 kg /m<sup>2</sup>
- Enduit intérieur .....0.015x1300=19.5 kg /m<sup>2</sup>

**G=299.5kg/m<sup>2</sup>**

- **Balcon :**

**A) pré dimensionnement de la dalle (pratique de BAEL 91) :**

La portée du balcon est de 1.2m

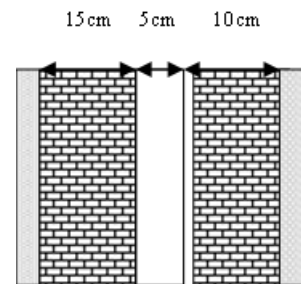
➤ **condition de flèche :**

$$e \geq \frac{l}{10} = 12 \text{ cm}$$

On prend h<sub>0</sub>=12cm.

**B) Evaluation des charges :**

- Carrelage ..... 44Kg/m<sup>2</sup>



FigureII7cloisonsextérieures.

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement

- Mortier de pose .....40 Kg/m<sup>2</sup>
- Lits de sable..... 54 Kg/m<sup>2</sup>
- Plancher dalle pleine..... 375 Kg/m<sup>2</sup>
- Enduit plâtre..... 26 Kg/m<sup>2</sup>

$$G = 539 \text{ Kg/m}^2$$

- **Escaliers :**

- **Escaliers ( $\alpha=32.52^\circ$ ) :**

- a) **Paillasse :**

- *Poids propre de la paillasse :*

$$G1 = 2500 \times 0,15 \times 1 / \cos(\alpha) = 444,73 \text{ kg/m}$$

- *Poids des marches :*

$$G2 = 2200 \times 0,17 \times 12 = 187 \text{ kg/m}$$

- *Carrelage :*

$$G3 = 2200 \times 0,02 \times 1 = 44 \text{ kg/m}$$

- *Mortier de pose :*

$$G4 = 2000 \times 0,02 \times 1 = 40 \text{ kg/m}$$

- *Revêtement (enduit sous paillasse inclinée) :*

$$G5 = 2000 \times 0,02 \times 1 / \cos(\alpha) = 47,44 \text{ kg/m}$$

- *Garde-corps métallique :*

$$G6 = 10 \text{ kg/m}$$

- **Total des charges permanentes :**

$$G = G1 + G2 + G3 + G4 + G5 + G6 = 773,17 \text{ kg/m}$$

- b) **Pallier :**

- **Poids propre de la paillasse (épaisseur = 15 cm) :**

$$G1 = 2500 \times 0,15 \times 1 = 375 \text{ kg/m}$$

- **Revêtement de sol (carrelage) :**

$$G2 = 44 \text{ kg/m}$$

- **Mortier de pose :**

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement

$$G3=40 \text{ kg/m}$$

- **Enduit ou revêtement complémentaire** (sous face, finition) :

$$G4=40 \text{ kg/m}$$

- **Charge permanente totale (G) :**

$$G=G1+G2+G3+G4=499 \text{ kg/ m}$$

- **Les charges d'exploitation Q [D.T.R B.C.22]:**

Élément	Surcharge réglementaire
Plancher terrasse (non accessible)	100 kg/m <sup>2</sup>
Plancher étage courant (habitation)	150 kg/m <sup>2</sup>
Plancher du rez-de-chaussée	250 kg/m <sup>2</sup>
Escalier courant (accessible au public)	250 kg/m <sup>2</sup>
Balcon accessible	350 kg/m <sup>2</sup>

Élément	Charge permanente G	Charge d'exploitation Q
Plancher de terrasse	579 kg/m <sup>2</sup>	100 kg/m <sup>2</sup>
Plancher d'étage courant	544 kg/m <sup>2</sup>	150 kg/m <sup>2</sup>
Plancher du RDC	544 kg/m <sup>2</sup>	250 kg/m <sup>2</sup>
Cloison extérieure	299,5 kg/m <sup>2</sup>	—
Balcon accessible	464 kg/m <sup>2</sup>	350 kg/m <sup>2</sup>
Escalier – Paillassé	773,17 kg/m <sup>2</sup>	250 kg/m <sup>2</sup>
Escalier – Palier	499 kg/m <sup>2</sup>	250 kg/m <sup>2</sup>

**Tableau.II 2 : résumé des charges et surcharges.**

# **CHAPITRE III**

**Etude des éléments secondaires**

**Etude des éléments secondaires :**

**III.1.L'acrotère :**

L'acrotère est un élément constructif complémentaire situé en périphérie d'un plancher-terrasse. Il joue un double rôle essentiel : assurer l'étanchéité en facilitant le relevé des matériaux d'étanchéité, et protéger les personnes contre les chutes, notamment en bordure de toiture.

Sur le plan structurel, l'acrotère se comporte comme un système isostatique, assimilable à une console encastrée dans la dalle de toiture-terrasse. La zone la plus sollicitée mécaniquement se situe au niveau de l'encastrement, là où le moment fléchissant est maximal.

Cet élément est soumis à plusieurs efforts, principalement :

Son poids propre (G), qui génère un effort vertical permanent ;

Une poussée horizontale, due notamment à l'action du vent, aux équipements fixés en toiture (comme les garde-corps ou panneaux solaires), ou à des sollicitations accidentelles.

Une conception soignée et conforme aux normes est indispensable pour garantir la résistance et la durabilité de l'acrotère face à ces différentes sollicitations.

$F = \max (F_p, F_q)$  avec

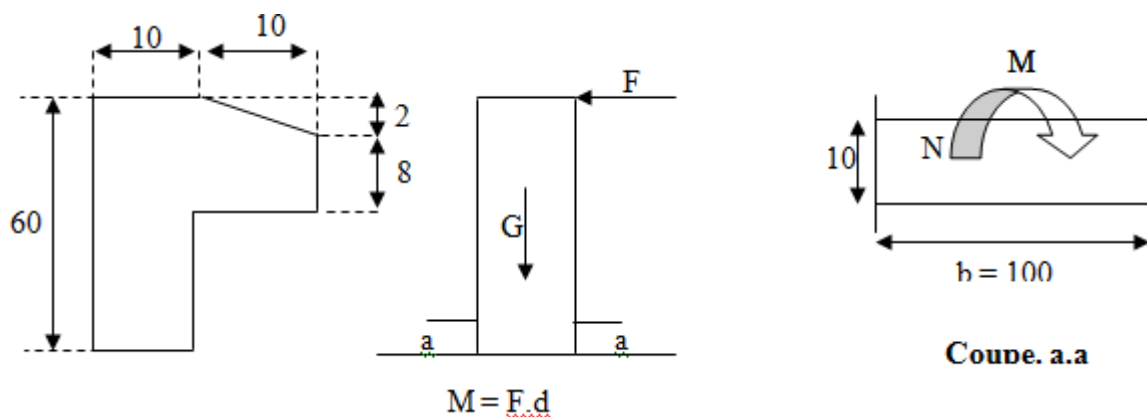
$F_p = 4AC_pW_p$  (RPA 99 version 2003).

A : coefficient d'accélération de zone.

$C_p$  : facteur de force horizontale.

$F_q$  : la poussée horizontale  $F_q = 100\text{kg/ml}$ .

Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.



**Fig.III.1-** les différents coupes de l'acrotère

**Calcul des sollicitations :**

- Poids propre :  $W_p = 231.70 \text{ kg/ml}$
- La surcharge d'exploitation :  $Q = \max (F_p, F_q)$ .

$F_q = 100\text{kg/ml}$  : poussée de la main courante

$F_p = 4AC_p W_p$  : la force sismique.

$A=0.2, C_p=0.8$  (RPA 99)  $\square F_p=148.29\text{kg/ml}$ .

$Q=\max (100 ; 148.29) \square Q=148.29\text{kg/m}$

Moments est efforts normaux :

- ❖ Calcul a ELU :  $N_U=1.35xW_p$   
 $M_u = 1.5 \times F_p \times h$
- ❖ Calcul a ELS :  $N_{ser}=W_p$   
 $M_{ser} = F_p \times h$

Désignation	N (daN)	M (daN.m)
ELU	<b>312,80</b>	133,46
ELS	231,70	88,97

**Tableau.III.1:** Moments est efforts normaux de l'acrotère

**III-1-2 Ferrailages :**

Calcul d'excentricité :

$$M_u = N_u \cdot e_u \rightarrow e_u = M_u / N_u = 133.46 / 312.80 = 0.42$$

$$M_{ser} = N_{ser} \cdot E_{ser} \rightarrow E_{ser} = M_{ser} / N_{ser} = 88.97 / 213.70$$

$$e_0 = h/6 = 0.017\text{m}$$

$$(e_u, e_{ser}) > e_0 \Rightarrow$$

Le centre de pression se situe à l'extrémité de la section considérée, ce qui induit un effort normal de compression. Dans ce cas, la section est partiellement comprimée.

Le problème de la flexion composée dans une section partiellement comprimée peut alors être simplifié en un calcul de flexion équivalente. Pour cela, on introduit un moment fictif noté  $M_{au}$ , défini comme suit :

$$M_{au} = N_u \times e_a$$

- $N_u$  est l'effort normal appliqué,
- $e_a$  est la distance entre le centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues.

Cette distance est donnée par la relation :

$$e_a = e_u + (d - h/2) = 0,45 \text{ m}$$

On obtient une section fictive d'acier  $A_{lu}$  puis on déduit la section d'acier tendue de flexion composée :

$$A_u = A_{lu} - (N_u / 100 \sigma_s) \text{ cm}^2$$

$$M_{ua} = N_u \times e_a = 312.80 \times 0.45 = 140.76 \text{ dan} \cdot \text{m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1407.6}{100 \times (8)^2 \times 14.17} = 0.0155$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser}} = 1.5$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \cdot \gamma \theta + \frac{49 f_c 28}{\theta} - 3050 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.3335$$

$\mu_{lu} < \mu_{bu}$  ( Pas d'armature comprimée  $A' = 0$  ).

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0195$$

$$A_{u1} = \frac{0.8 \alpha_u \times b \times d \times f_{bu} \times \sigma_s}{f_e} = 0.51 \left[ \text{cm}^2 \right]$$

$$A_u = 0.51 - \frac{3128}{100 \times 347.82} = 0.42 \left[ \text{cm}^2 \right]$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \frac{d \cdot b \cdot f_{tj}}{f_e} = 0.966 \left[ \text{cm}^2 \right]$$

Alors on prend  $A = A_{\min}$  Soit  $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / 1 \text{ m}$

❖ **Armature de répartition :**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = 0.50cm^2 \text{ Soit } A_{rep} : 4HA8 = 2.01 cm^2$$

❖ **Vérification à l'E.L.S :**

- ✓ Etat limite de compression du béton :

Position de l'axe neutre ( $A'=0$ )

$$b y^2 + 30 A y - 30 d A = 0 \Rightarrow y = 1.92cm.$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I_{/AN} = \frac{b}{3} y^3 + 15 \left[ A(d-y)^2 \right] = 1350.46cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 1.26MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6x f_{c28} = 15MPa \dots \dots ok$$

- ✓ État limite d'ouverture des fissures :

(Fissuration préjudiciable)

$$\sigma_s = \frac{15xM_{ser}}{I} (d-y) = 60.08MPa < \overline{\sigma}_s = 201.63MPa \dots \dots ok$$

**Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5Fp = 222.44 daN/ml$$

$$\tau_u = \frac{222.44x10}{1000x80} = 0.028MPa < \tau_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5MPa, 4MPa \right\} = 2.5MPa \dots \dots ok$$

**III-1-3 Dessin de ferrailage :**

L'action sismique est renversible, donc on dispose le même ferrailage pour les deux faces (extérieure et intérieure).

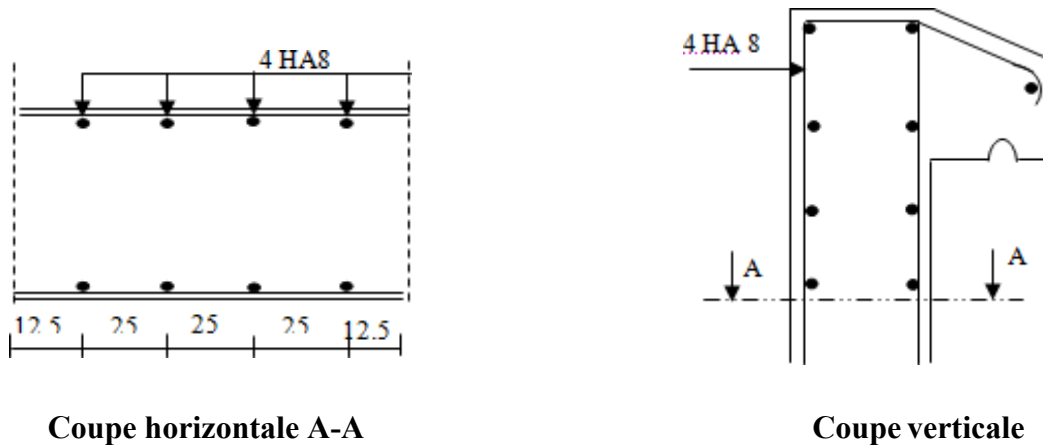


Fig.III.2- Ferrailage de l'acrotère

### III.2.Escaliers :

Un escalier dans une construction est un dispositif architectural composé d'une série de plans horizontaux (marches) disposés de manière régulière, permettant de franchir à pied une différence de niveau entre deux étages ou plus.

La conception d'un escalier repose sur plusieurs paramètres essentiels :

- **La montée (H)** : il s'agit de la hauteur totale à gravir, c'est-à-dire la distance verticale entre le point de départ et le point d'arrivée de l'escalier ;
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur utile de l'escalier, généralement mesurée entre les rampes ou les parois latérales ;
- **Le giron (g)** : c'est la profondeur de la marche, soit la distance horizontale entre deux nez de marches successifs ;
- **La hauteur de marche (h)** : correspond à la distance verticale entre deux marches consécutives.

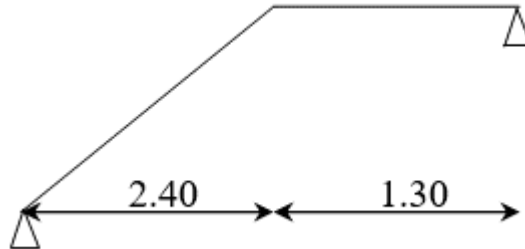
Le bon dimensionnement de ces éléments est crucial pour assurer à la fois le confort, la sécurité et l'ergonomie de l'escalier, tout en respectant les normes en vigueur.

**b-Relation de Blondel :**

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel

$$2h + g = 59 \text{ à } 66 \text{ cm}$$

En pratique on prend  $g+2h=0.64\text{m}$ .



**Fig.III.3-** Schéma statique d'escalier

**III-2-1.Pré dimensionnement de la paillasse et de palier:**

- ✓ Hauteur d'étage : **H =3.06m**.
- ✓ Hauteur de gravir =**1.53 m**.
- ✓ Choix de la hauteur de la marche : **h=17cm**
- ✓ Détermination du nombre de marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} \Rightarrow \mathbf{n = 18 \text{ marches (9+9)}}$$

- ✓ Détermination de giron à partir de la formule de Blondel on à :

$$L = g(n-1) \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = 30\text{cm}$$

$$\text{Tg } \alpha = H/L1 \longrightarrow L1 = H/\sin\alpha \longrightarrow L1 = 2.85\text{m}$$

Epaisseur de palier d'escalier :

$$\frac{L1}{30} \leq e \leq \frac{L1}{20} ; \Rightarrow 9.5\text{cm} \leq e \leq 14.25 \text{ cm, en prend: } \mathbf{e = 15\text{cm.}}$$

Schéma statique :

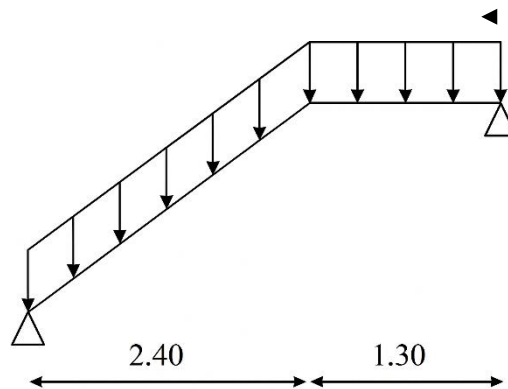


Fig.III.4- Schéma d'escalier sous charges

### III-2-2.calcul des sollicitations :

#### Combinaison de charge :

##### Paillasse :

➤ **ELU :**

$$q_u = 1.35G_p + 1.5Q = 1.35 \times 7.73 + 1.5 \times 2.5 = 14.18 \text{ KN/m}^2$$

➤ **ELS :**

$$q_s = G_p + Q = 7.73 + 2.5 = 10.23 \text{ KN/m}^2$$

##### palier de repos :

➤ **ELU :**

$$q_u = 1.35G_p + 1.5Q = 1.35 \times 4.99 + 1.5 \times 2.5 = 10.48 \text{ KN/m}^2$$

➤ **ELS :**

$$q_s = G_p + Q = 4.99 + 2.5 = 7.49 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge équivalente est déterminée comme suit :

➤ **ELU :**

$$q_u^{eq} = \frac{\sum Q_i \times l_i}{\sum l_i} = \frac{(14.18 \times 2.40) + (10.48 \times 1.25)}{2.4 + 1.25} = 12.09 \text{ km/m}$$

➤ ELS :

$$q_{s_{eq}} = \frac{\sum Q_i \times l_i}{\sum l_i} = \frac{10.23 \times 2.40 + 7.49 \times 1.30}{2.40 + 1.30} = 9.26 \text{ kn/m}^2$$

**Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8} = \frac{12.91(3.70)^2}{8} = 22.09 \text{ kn.m}$$

Pour le calcul de  $M_0$ , l'escalier est supposé comme étant une poutre isostatique simplement appuyée aux extrémités.

Pour tenir compte de l'encastrement de l'ensemble on doit multiplier le moment isostatique maximal par « 0.85 » est la valeur de travée sera considérée comme étant le moment en travée. les moments sur appuis sont déterminés par la multiplier par « 0.3 », on applique la méthode de forfaitaire.

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 22.09 \quad M_t = 18.77 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 22.09 \quad M_a = -6.627 \text{ KN.m}$$

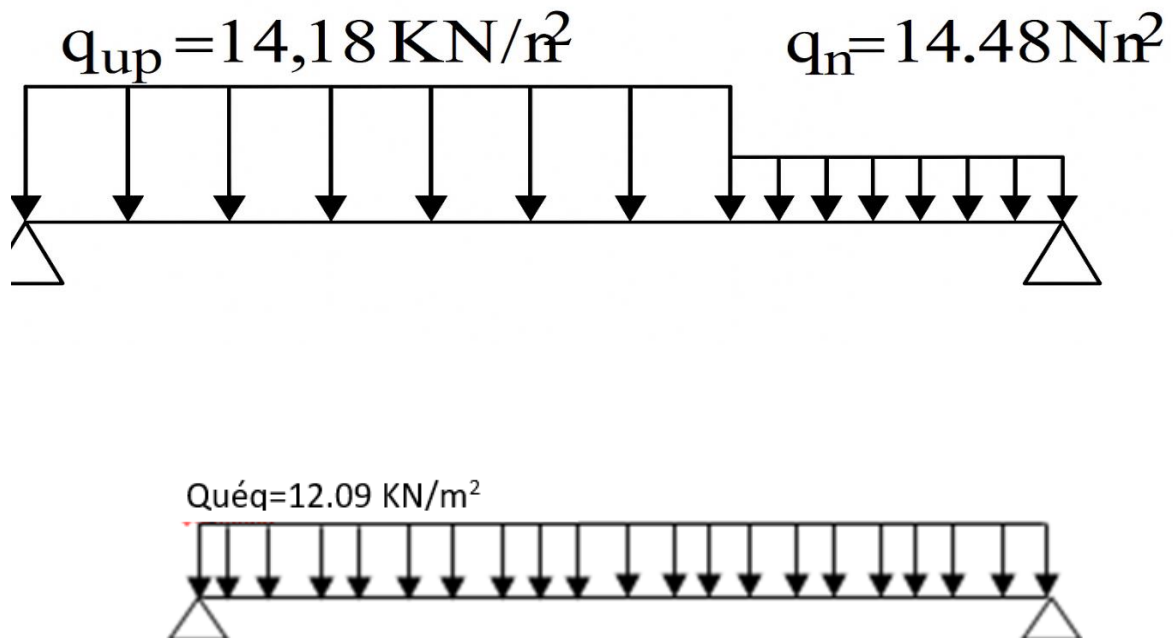
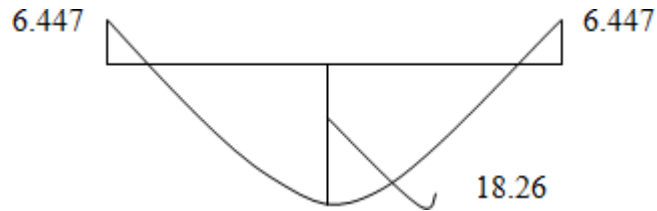


Fig.III.5 Schéma de Combinaison de charge

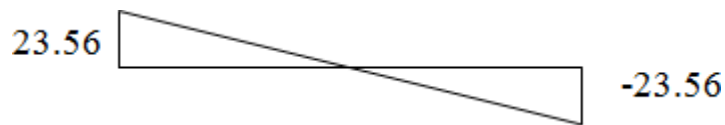
Diagramme de moment fléchissant :



L'effort tranchant :

$$T_u = \frac{qu \times l}{2} = 23.56 \text{ KN}$$

Diagramme de l'effort tranchant :



III-2-3.Ferraillage :

E.L.U :

a) En travée :

$$M_{tu} = 18.26 \text{ KN.m}$$

Les données

Matériaux :

Béton :  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

Acier : FeE400

Coffrage :  $b = 1.30 \text{ m}$ ,  $h = 0.15 \text{ m}$ ,  $d = 0.135 \text{ m}$ ,  $c = c' = 0.02 \text{ m}$

Sollicitation :  $M_u = 18.26 \text{ KN.m}$

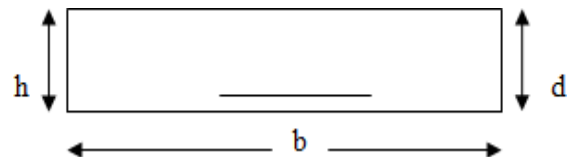


Fig.III.6-Coupe transversale de pailleasse

**Etapas de calcul :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.01826}{1.30 \times (0.135)^2 \times 14.17} = 0.054$$

$$\mu_u \leq 0.186 \quad \text{oui}$$

Pivot A section simple armature .

$$\sigma_{s=f_{ys}} = 348 \text{MPa}$$

1-

$$Z = (1 - 0.4\alpha)d$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}$$

$$d = 0.135 \text{m}$$

$$\alpha_u = 0.073$$

$$Z = 0.131 \text{m}$$

**Armature principale :**

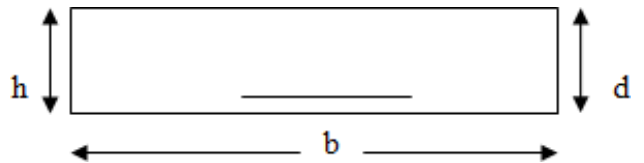
$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.01826}{348 \times 0.131} = 4 \text{cm}^2$$

Donc on adopte : 4HA12

Condition non-fragilité:

$$A_{stmin} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1.30 \times 0.135 \times 2.1}{400} = 2.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{stc} > A_{st \min} \quad A_{stf} = A_{stc} = 4.52 \text{ cm}^2$$



**Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

**On adopte 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>**

**b) En appuis :**

$$M_{au} = 6.447 \text{ KN.m}$$

**Les données :**

**Matériaux :**

Béton :  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

Acier : FeE400

Coffrage :  $b = 1.30 \text{ m}$ ,  $h = 0.15 \text{ m}$ ,  $d = 0.135 \text{ m}$ ,  $c = c' = 0.02 \text{ m}$

Sollicitation :  $M_u = 6.447 \text{ KN.m}$

**Étapes de calcul :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0.0064}{1.30 \times (0.135)^2 \times 14.17} = 0.02$$

$$\mu_u \leq 0.186 \quad \text{oui}$$

Pivot A section simple armature .

$$\sigma_{s=\frac{f_e}{\gamma_s}} = 348MPa$$

$$Z=(1-0.4\alpha)d \quad , \quad \alpha=\frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} ; \quad d=0.135m$$

$$\alpha_u=0.025$$

$$Z=0.1331m$$

**Armature principale :**

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.0064}{348 \times 0.131} = 1.38cm^2$$

Donc on adopte : 4HA10=3.14cm<sup>2</sup>

**Condition non-fragilité:**

$$A_{stmin} = \frac{0.23bdft28}{f_e} = \frac{0.23 \times 1.30 \times 0.135 \times 2.1}{400} = 2.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{stc} > A_{st \text{ min}} \quad A_{stf} = A_{stc} = 4.52cm^2$$

**Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 = 2.01cm<sup>2</sup>

Designation	M <sub>u</sub>	b	D	μ <sub>u</sub>	α <sub>u</sub>	Z <sub>u</sub>	A <sub>st</sub>	A <sub>stmin</sub>	A <sub>st</sub>	A <sub>r</sub>	A <sub>r</sub>
Unité	(KN.m)	(m)	(m)			(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	adopté	(cm <sup>2</sup> )	adopté
Appui	6.447	1.30	0.135	0.02	0.025	0.133	1.38	2.03	4HA10	0.785	4HA8
travée	18.26	1.30	0.135	0.054	0.073	0.131	4	2.03	4HA12	1.13	4HA10

### CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Tableau.III.2: Ferrailage de paillasse à ELU

L'E.L.S :

$$M_{s0} = \frac{q \text{é} q . l^2}{8} = \frac{9.29(3.70)^2}{8} = 15.89 \text{KN.m}$$

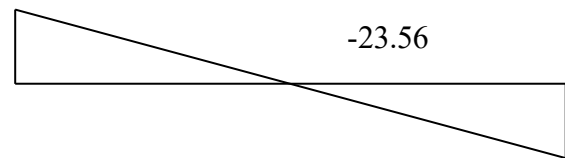
$$M_{st} = 0.85 M_0 = 0.85 \times 15.89 \quad M_{st} = 13.51 \text{KN.m}$$

$$M_{sa} = -0.3 M_0 = -0.3 \times 15.89 \quad M_{sa} = -4.76 \text{KN.m}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u = 23.56 \text{K}$$

$$\tau = \frac{T_u}{bd} = \frac{0.0235}{1.25 \times 0.1} = 0.13 \text{MPA}$$



Pour une fissuration peu nuisible  $\tau_u \leq \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 5 \text{MPa} \right)$

$$25$$

$$\tau_u \leq \min \left( 0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau = 0.13 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

**Vérification de la contrainte du béton :**

Généralement si la fissuration est considérée peu préjudiciable , on ne vérifie que la contrainte du béton:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$by^2 + 30(As + As')y - 30(d \cdot As + d' \cdot As') = 0 \quad As' = 0$$

$$by^2 + 30As - 30(d \cdot As) = 0$$

$$130y^2 + 30(4.52)y - 30(13.5 \times 4.52) = 0$$

$$130y^2 + 135.6y - 1830.6 = 0$$

$$\Delta = (135.6)^2 - 4(130)(-1830.6) =$$

$$\sqrt{\Delta} = 970.29$$

$$y = \frac{-135.6 + 970.29}{2(130)}$$

$$y = 3.21 \text{cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I_0 = by^3 / 3 + 15(As(d-y)^2) = 130(3.32)^3 / 3 + 15(4.52(13-3.32)^2)$$

$$I_0 = 7931.53 \text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_0} = \frac{15.47}{7931.53} = 1.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 2.42 \times 3.21 = 7.76 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \text{Donc c'est vérifiée}$$

Vérification de la flèche : (d'après C.B.A.93)

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{0.15}{3.70} \geq \frac{1}{16} \quad 0.040 \leq 0.062 \dots \dots \dots \text{non}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \frac{0.15}{3) \geq \frac{13.14}{10 \times 15.47}} \quad 0.040 \leq 0.084 \dots \dots \dots \text{non}$$

$$3) \frac{A}{bd} \geq \frac{4.2}{Fe} \quad \frac{4.52}{130 \times 13} \geq \frac{4.2}{400} \quad 0.0026 \leq 0.010 \dots \dots \dots \text{ok}$$

Les condition(1) et (2) ne sont pas vérifiées ,alors il faut calculer la flèche .

**Calcul de la flèche:**

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

$f_{gv}$  : la flèche de longue durée à l'ensemble des charges permanentes.

$f_{ji}$  : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.

$f_{pi}$  : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées.

$f_{gi}$  : la flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées.

$$G_{eq} = \frac{(G_{paillage} \times L_{paillage}) + (G_{palier} \times L_{palier})}{L_{paillage} + L_{palier}}$$

### CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

---

$$G_{\text{eq}} = \frac{(773.17 \times 2.4) + (499 \times 1.30)}{2.40 + 1.30} = 676.84 \text{ Kg/m}$$

$$\text{AN : } G_{\text{eq}} = 0.676 \text{ tf/ml}$$

$$P_{\text{ser}} = G_{\text{eq}} + Q_{\text{eq}} = 0.676 + 0.250$$

$$\text{AN : } P_{\text{eq}} = 0.926 \text{ tf/ml}$$

**Calcul du moment due à ou charge permante :**

$$M_{\text{tj}} = G_{\text{eq}} \cdot L^2 / 8 = 0.676(3.70)^2 / 8 = 1.15 \quad \text{AN : } M_{\text{tj}} = 1.15 \text{ tf.m}$$

**Calcul du moment due à ou charge permanente après mise on place des cloisons :**

$$M_{\text{tj}} = M_{\text{tg}} = 1.15 \text{ tf.m}$$

Calcul du moment due à ou charge permante et charge d'exploitation :

$$M_{\text{tp}} = \frac{P_{\text{ser}} \cdot L^2}{8} = \frac{0.926(3.70)^2}{8} = 1.58 \text{ tf.m}$$

Calcul de « $I_0$ » moment d'inertie de la section comprimé profondeur de l'axe neutre :

$$by^2 + 30(As + As')y - 30(d \cdot As + d' \cdot As') = 0 \quad As' = 0$$

$$by^2 + 30As - 30(d \cdot As) = 0$$

$$130y^2 + 30(4.52)y - 30(13.5 \times 4.52) = 0$$

$$130y^2 + 135.6y - 1830.6 = 0$$

$$\Delta = (135.6)^2 - 4(130)(-1830.6) =$$

—

$$\sqrt{\Delta} = 970.29$$

$$Y = \frac{-135.6 + 970.29}{2(130)}$$

**Moment d'inertie :**

$$I_0 = \frac{by^3}{3} + 15(A_s(d-y)^2) = \frac{130(3.21)^3}{3} + 15(4.52(13-3.32)^2)$$

$$I_0 = 7931.53 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4.52}{130 \times 13} \text{ AN : } \rho = 0.0027$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times ft_{28}}{2 + 3\left(\frac{b_0}{b}\right)\rho} \quad b_0 = b \quad \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2+3)0.0027} \quad \text{AN : } \lambda_i = 7.77$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times ft_{28}}{2 + 3\left(\frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{2}{5} \quad \lambda_i = \frac{2}{5} \times 7.77 \quad \text{AN : } \lambda_v = 3.10$$

**Les contraintes :**

1ercas:  $M_g = 1.15 \text{ tf.m} = 11.59 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}(d-y)}{I_0} \quad \text{AN : } \sigma_s = 217.30 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{(4.\rho.\sigma_s) + ft_{28}} \quad \text{AN : } \mu = 0.17$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad \text{AN : } I_{fi} = 3696.91 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad \text{AN : } I_{fv} = 5637.96 \text{ cm}^4$$

Calcul de  $f_{gi}$ ,  $f_{gv}$  :

$$f_{gi} = \frac{M_g.L^2}{10.Ei.I_{fi}} = \frac{11.79 \times (3.65)^2}{10 \times 32164.20 \times 3696.91 \times 10^3 \times 10^{-7}} \quad \text{AN : } f_{gi} = 0.00132 \text{ m} = 1.32 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{Mg \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = \frac{11.79 \times (3.65)^2}{10 \times 10819 \times 5637.96 \times 10^3 \times 10^{-7}}$$

AN:  $f_{gv} = 0.00257 \text{ m} = 2.57 \text{ mm}$

2<sup>eme</sup> cas:  $M_p = 1.595 \text{ tf.m}$

$$\sigma_s = \frac{15Mser(d - y)}{I_0} \quad \text{AN : } \sigma_s = 293.98 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_s) + ft_{28}} \quad \text{AN : } \mu = 0.30$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda i \mu} \quad \text{AN : } I_{fi} = 2601.48 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda i \mu} \quad \text{AN : } I_{fv} = 4485.27 \text{ cm}^4$$

**Calcul de fgi ,fgv :**

$$f_{gi} = \frac{Mg \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = \frac{15.95 \times (3.70)^2}{10 \times 32164.20 \times 2601.48 \times 10^3 \times 10^{-7}}$$

AN:  $f_{gi} = 0.00253 \text{ m} = 2.53 \text{ mm}$

$$f_{gv} = \frac{Mg \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fv}} = \frac{15.95 \times (3.70)^2}{10 \times 10819 \times 4485.27 \times 10^3 \times 10^{-7}}$$

$f_{gv} = 0.00437 \text{ m} = 4.37 \text{ mm}$

$\Delta f_t = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} = 2.57 - 1.32 + 2.53 \quad \text{AN : } \Delta f_t = 3.78 \text{ mm}$

$f_{admissible} = 3500 / 500 = f_{admissible} = 7 \text{ mm}$

la flèche totale est donc inférieure à la flèche admissible. Donc la flèche est vérifiée.

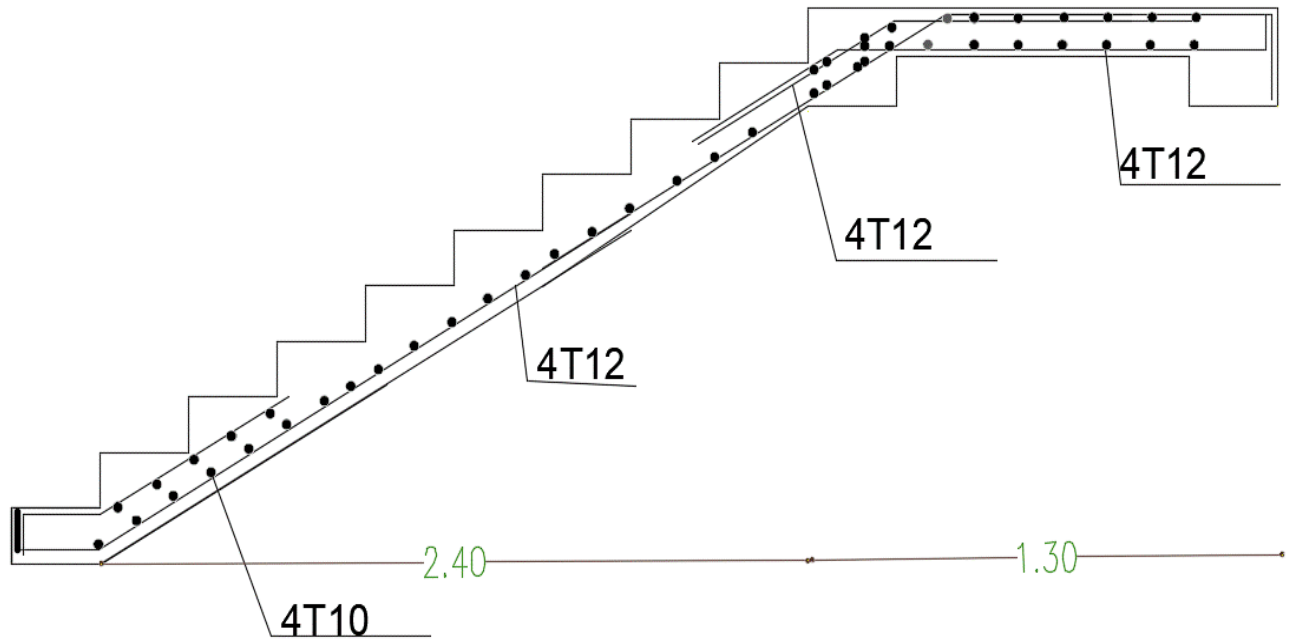


Fig.III.7-Ferraillage des escaliers

### III.3.Etude de la poutre palière :

#### 1-Prédimensionnement :

$$L_{\max}=3.55\text{m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \rightarrow \quad 23.66 \leq h \leq 35.5$$

$$0.2h \leq b \leq 0.7h \quad \rightarrow \quad 7 \leq b \leq 24.5$$

$$\text{On adopte } \begin{cases} h_f=30\text{cm} \\ b=25\text{cm} \end{cases}$$

D'après (RPA99version 2003):

$$h_f \geq 30\text{cm} \quad \rightarrow \quad h_f=30\text{cm} \dots\dots\dots\text{ok} \quad \text{On prend}$$

$$:h_f=30\text{cm. } b \geq 20\text{cm} \quad \rightarrow \quad b=25\text{cm} \dots\dots\dots\text{ok} \quad \text{On prend}$$

$$:b=25\text{cm.}$$

On adopte la dimension de la poutre palière ( $b \times h$ ) = (30× 25)cm<sup>2</sup>.

Dans notre cas, la poutre palière la plus défavorable est celle qui support le consol.

### 1-Méthode de calcul :

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple, elle est soumise à :

- Sont poids propre  $g$
- La réaction de la volée (P,q).
- Poids du mur extérieur  $g_m$ .

### 2-Evaluation des charges :

. poids propre de la poutre:

$$g = h.b.\gamma = 0.3 \times 0.25 \times 2.5 = 0.18 \text{tf/ml}$$

. la réaction d'escalier:

$$p = p_{eq} \times \frac{l}{2} = 1.291 \times \frac{3.8}{2} = 2.45 \text{tf/ml}$$

$$q = Q \times \frac{l}{2} = 2.5 \times \frac{3.8}{2} = 4.75 \text{tf/ml}$$

. poids du mur:

$$G_m = h.\gamma = 2.21 \times 2.5 = 5.52 \text{tf/ml}$$

### 3-Calcul de la poutre à la flexion :

Combinaisons d'actions:

$$\text{-E.L.U: } P_u = 1.35 (g+P+G_m) + 1.5q = 18.13 \text{tf/ml}$$

$$\text{-E.L.S: } P_{ser} = g+P+G_m+q = 12.90$$

Calcul du moment maximum :

\*Moment maximum en travée:

$$M_u = P_u \times l^2 / 24 = 2.78 \text{t.m}$$

\*Moment maximum aux appuis:

$$M_u = P_u \times l^2 / 12 = 5.57 \text{t.m}$$

\*L'effort tranchant:

$$T=V_{\max}=\frac{pL}{2}=15.19$$

**4-Ferraillage :**

**a-Ferraillage en travée :**

$$M_u=2.78t.m$$

$$\mu=M_u/(b_0 \times d^2 \times f_{bu})$$

$$\mu=2.78.10^5/(25 \times (27)^2 \times 142)=0.134 < \mu_r=0.392$$

**On a:**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = (400/1.15) = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.18$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 25.056 \text{cm}$$

$$A = \frac{2.78.10^5}{25.056 \times 3480} = 3.18 \text{cm}^2$$

**Soit 3 HA14=4.62cm<sup>2</sup>**

**Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28} / f_c$$

$$A_{\min} = 0.81 \text{cm}^2 < 4.62 \dots \dots \dots \text{CV}$$

**b-Ferraillage en appuis:**

$$M_u=5.57t.m$$

$$\mu=M_u/(b_0 \times d^2 \times f_{bu})$$

$$\mu=5.57.10^5/(25 \times (27)^2 \times 142)=0.269 \text{Tapez une équation ici.}$$

$$\mu < \mu_r \Rightarrow A_s' = 0$$

$$0.186 < \mu < \mu_r = 0.392$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = (400/1.15) = 3480 \text{Kg/cm}^2$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.4$$

$$Z=d(1-0.4 \alpha)=22.68\text{cm}$$

$$A=\frac{MU}{Z \times \sigma_s} = 7,05\text{cm}^2$$

**Soit 5HA14 =7,70cm<sup>2</sup>**

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min}=0.23b_0d f_{t28}/f_c$$

$$A_{min}=0.81\text{cm}^2 < 7.70 \dots \dots \dots \text{CV}$$

**Vérifications**

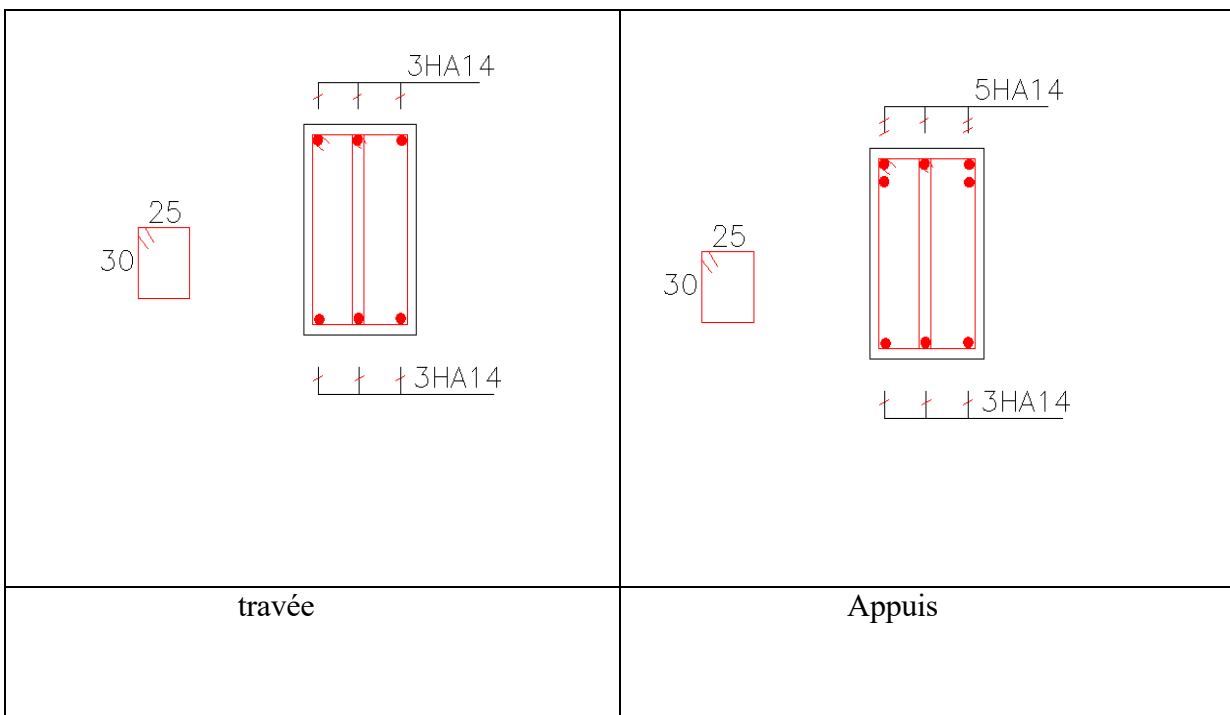
a- Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier;  $\tau_u < \bar{\tau}$

$$T=V_{max}=pl/2=15.19/(25 \times 27)=2.25\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}=\min\{0.18f_{c28}, 5\text{MPa}\}=4.5\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{CV}$$



Ferrailage de la poutre palière

**III.4. Etudes de balcons :**

**Les balcons :**

Le balcon est généralement constitué d'une dalle pleine, considérée comme encastree dans les poutres porteuses de la structure principale. Sur le plan structurel, il se comporte comme une console soumise à la flexion simple, et est donc armé en conséquence pour résister aux efforts générés.

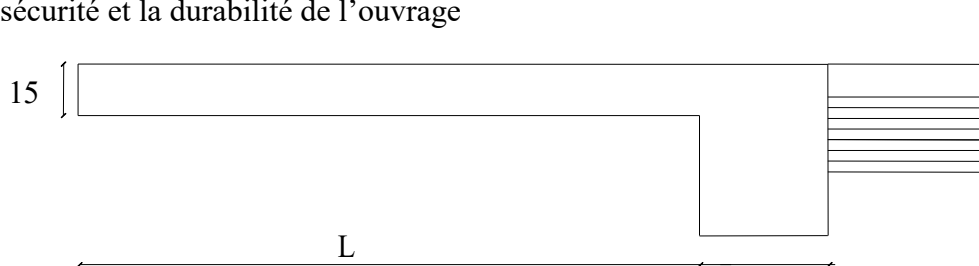
Le balcon est soumis à plusieurs types de charges :

Une charge permanente (G), correspondant principalement à son poids propre ;

Une charge concentrée (P) appliquée à l'extrémité libre, généralement due au poids des éléments non porteurs comme les garde-corps ou murets ;

Une charge d'exploitation (Q), représentant les actions variables liées à l'usage (personnes, mobilier, etc.).

La conception du balcon doit assurer la résistance aux efforts de flexion et au poinçonnement, tout en garantissant la sécurité et la durabilité de l'ouvrage



**Présentation du balcon.**

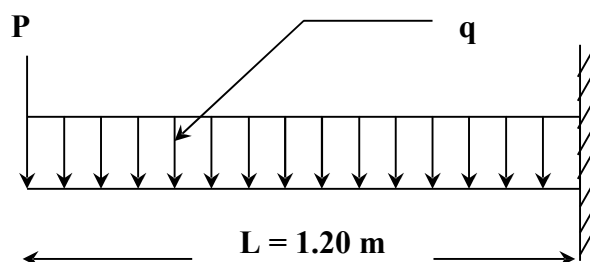
**Type I :**

**a) évaluation des charges :**

Poids propre :  $G = 5.39 \text{ KN/ml}$ .

Force concentrée due aux poids de mur ( $h=1.1$ ) :  $P = 1.1 \times 1.8 = 1.98 \text{ KN}$ .

Surcharge d'exploitation :  $Q = 3.50 \text{ Kg/ml}$ .



**Figure III-4-Schéma de du balcon Type I .**

**b) Calcul des moments :**

♥ **Combinaison des charges :**

**à L'E.L.U :**

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

$$P_u = 1,35 P$$

**à L'E.L.S :**

$$q_s = G + Q$$

$$P_s = P$$

Le moment ultime à l'encastrement  $M_u$  pour une bande de 1 m est de :  $M_u = P_u L + \frac{q_u L^2}{2}$

Le moment service à l'encastrement  $M_s$  est de :  $M_s = P_s L + \frac{s}{2}$

**c) Tableau de résultats :**

$P_u$	$P_s$ (Kn)	$q_u$ (Kn)	$q_s$ (Kn.m)	$M_u$ (Kn.m)	$M_s$ (Kn.m)	$V_u$ (Kn.m)
<b>2.67</b>	1.98	12.52	8.89	79.64	56.83	7.23

**sollicitation du balcon**

**d) Ferrailage à l'E.L.U :**

Le balcon étant exposée aux différentes intempéries donc la fissuration considérer comme préjudiciable.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{79.64 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.17} = 0.33$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{79.64}{56.83} = 1.40$$

$$10^4 \mu_{lu} = \left( 3440 \gamma \theta + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right) \Rightarrow \mu_{lu} = 0.289$$

$$\mu_{bu} = 0.109 < \mu_{lu} = 0.289 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimé } A' = 0).$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.52$$

$$A_u = \frac{0.8 \cdot \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = 3.81 \text{ cm}^2$$

**e) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_y}{f} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$= \max \{ A_u, A_{\min} \} = 3.81 \text{ cm}^2 .$$

La section d'acier adoptée est :  $A_s = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2 / 1M$

**f) Vérification à l'E.L.S :**

Le calcul se fait selon les règles « CBA934 » et « BAEL91 », la fissuration est considérée comme préjudiciable.

❖ **Position de l'axe neutre ( $A'=0$ )**

$$by^2 + 30 Ay - 30 dA = 0 \Leftrightarrow 100y^2 + 30 \times 4.52y - 30 \times 13 \times 4.52 = 0 \Leftrightarrow y_1 = 4.93 \text{ cm}.$$

❖ **Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15[ A(d - y_1)^2 ] = \frac{100}{3} ( 4.93 )^3 + 15[ 4.52 (13 - 4.93)^2 ] \Leftrightarrow I = 8409.57 \text{ cm}^4.$$

**g) Vérification des contraintes :**

▪ **Contrainte maximale de compression de béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 7.60 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{ok})$$

▪ **Contrainte maximum d'acier tendue :**

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) = 186.69 \text{ MPa} \leq 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

**h) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{réel}}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ La section adoptée est : } A_r = 6HA8 = 3.02 \text{ cm}^2$$

**i) Espacement minimal :**

- Charge concentrée ;
- Fissuration préjudiciable ;

### CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

---

- $h_0 = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$  ;
  - $\varphi = 10 \text{ mm} > 6 \text{ mm}$  ;
- $\Rightarrow (S_{tx}, S_{ty}) \leq \text{Min} \{2 h_0 = 30 \text{ cm}, 25 \text{ cm}\} \quad S_t = 20 \text{ cm}$

#### j) vérification au cisaillement

Fissuration préjudiciable  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } V_u = q L + p = 21.45 \text{ N} \quad \Rightarrow \tau_u = 0.0165 \text{ MPa}$$

D'où :  $\tau_u = 0.0165 \text{ MPa} \leq \tau = 2.5 \text{ MPa}$  ..... Vérifié.

**Vérification de flèche:** Les règles C.B.A 93 stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

$$h/L \geq 1/16 \Rightarrow 0.15/3.36 = 0.04 \leq 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

$$h/L \geq M_t/10M_0 \Rightarrow 0.15/3.36 = 0.04 \leq 0.0192 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

$$A/b_0 d \leq 4.2/F_e \Rightarrow 4.52/100 \times 13 = 0.003 \leq 4.2/400 = 0.015 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

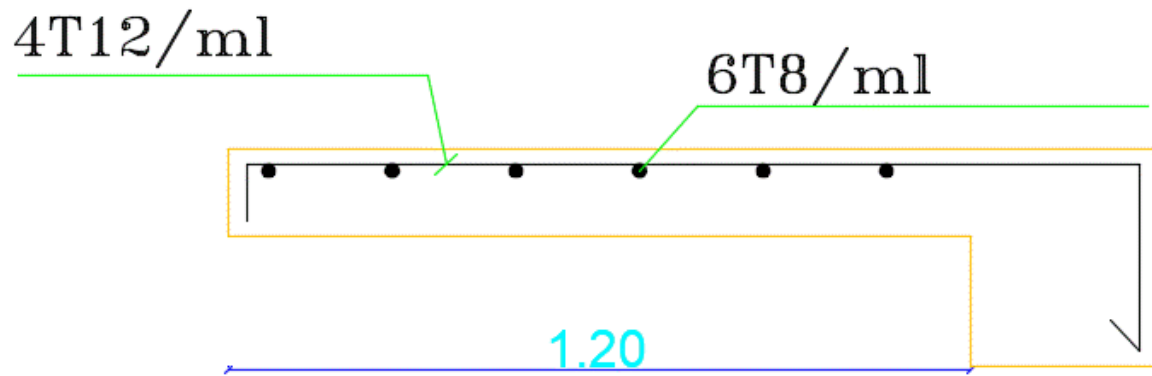


Schéma de ferrailage.

### Les planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux plan qui permettent la séparation entre deux niveau successifs et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

On a un type de planchers: - Plancher en corps creux

### Choix de type de plancher :

Dans notre structure, on utilise un plancher en corps creux pour la terrasse et les étages courants dont les raisons sont :

- nature des charges appliquées : absence de charges concentrées importantes.
- il présente l'avantage d'être léger et très économique.
- bonne isolation thermique et acoustique.
- exécution simple et rapide.

### III-3-1- Les méthodes utilisées:

#### ◆ Méthode forfaitaire:

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaisante, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de A. CAQUOT).

Soit :

- ◆ Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciables .....vérifié.
- ◆  $Q \leq \max \{ 2 G , 5 \text{ KN} / \text{m}^2 \}$  .....Vérifié.
- ◆ Les moments d'inertie constante..... Vérifiée.
- ◆  $0.8 \leq \frac{4.75}{3.45} = 1.37 \leq 1.25$  .....Non vérifié.

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de A. CAQUOT). Soit :

1)  $M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée rée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges ;

2)  $M_w$  et  $M_e$  : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite, et  $M_t$  le montant maximal en travée qui sont pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$\alpha$  : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

#### Méthode de Caquot : Domaine d'application:

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation élevées :  $q > 2g$  ou  $q > 5\text{Kn/m}^2$ .

Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions de la méthode

Forfaitaire n'est pas validée (Inerties variables ; dièrèse de longueur entre les portées supérieure à 25% ; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable). Dans ce cas, il faut appliquer la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre  $g' = 2/3g$  pour le calcul des moments sur appui.

#### Principe de la méthode:

La méthode proposée par Albert Caquot tient compte :

- de la variation du moment d'inertie due aux variations de la largeur de la table de compression, en réduisant légèrement les moments sur appui et en augmentant proportionnellement ceux en travée.
- de l'amortissement de l'effet des chargements des poutres en BA, en ne considérant que les travées voisines de l'appui pour déterminer le moment sur appui.

Soit l'appui numéro  $i$  d'une poutre continue, entouré par les deux travées ouest ( $w$ ) et est ( $e$ ) de longueurs respectives  $L_w$  et  $L_e$ ; ces travées supportent :

#### a) Moments sur appuis

On calcule les quantités suivantes :

La longueur réduite de chaque travée  $L'$  :

- $L' = L$  pour les deux travées de rive,
- $L' = 0.8 L$  pour les travées intermédiaires
- Le moment sur l'appui (calculé ici en valeur absolue)

Ma: du aux charges réparties sur les deux travées ; Avec la convention de signe utilisée, le moment sur appui est évidemment négatif et la valeur algébrique.

**Evaluation des charges :**

**Plancher terrasse :**

**ELU :**  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.05 \text{ kN/ml}$

**ELS :**  $q_s = G + Q = 4.41 \text{ kN/ml}$ .

**Plancher étage courant :**

**ELU :**  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 4.51 \text{ kN/ml}$

**ELS :**  $q_s = G + Q = 6.23 \text{ kN/ml}$ .

Plancher étage courant :

ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 4.51 \text{ kN/ml}$

ELS :  $q_s = G + Q = 6.23 \text{ kN/ml}$ .

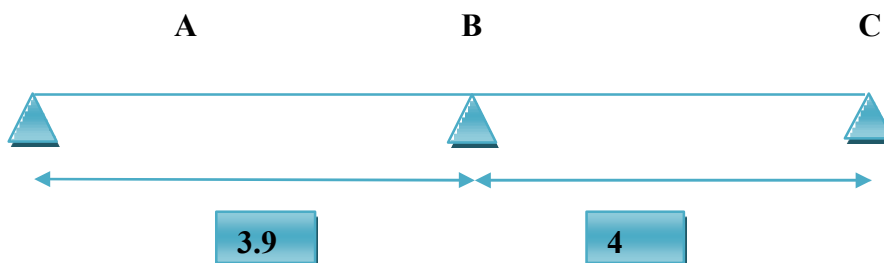
Plancher	G(kn/m <sup>2</sup> )	Q (kn/m <sup>2</sup> )	$q_u = 0.65(1.35G + 1.5Q)$	$q_s = 0.65(G + Q)$
Terrasse	5.79	1	6.05	4.41
Courant	5.44	1.5	4.51	6.23

**Tableau III-4-Evaluation des charges.**

➤ **Calcul des sollicitations :**

**Types des plancher :**

**Type I:**



Type II



**Tableau du calcul des moments et les efforts tranchants :**

Type I:

	Travée	Mw(Kn.m)	Me(Kn.m)	Mt(Kn.m)
ELU	A-B	0	7.26	11.60
	B-C	10.84	0	13.28
ELS	A-B	0	5.29	8.97
	B-C	5.29	0	9.26

**sollicitation du plancher.**

Type II

	Travée	Mw(Kn.m)	Me(Kn.m)	Mt(Kn.m)
ELU	A-B	6.55	2.18	11.64
ELS	A-B	4.77	1.95	8.35

**sollicitation du plancher.**

Ferrailage: Plancher terrasse:

- Sur appui : Les moments de calcul : E.L.U : m KN = ; E.L.S : m KN

### Ferrailage à E.L.U

D'après le diagramme de ferrailage on à :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.2 \times 10^3}{10 \times 18^2 \times 14.17} = 0.053$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.3$$

$$\mu_{tu} = 0.155$$

$$\mu_{tu} > \mu_{bu} \Rightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.21$$

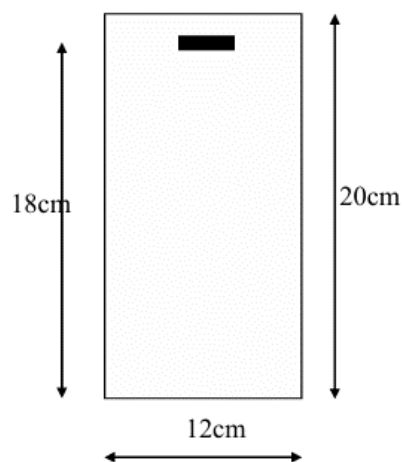
$$A_u = \frac{0.8\alpha_u \times b \times d \times f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = 1.92$$

➤ **condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_u > A_{min}$$

$$A_s = \max \{ A_{min}, A_u \} = \max \{ 1.41, 1.9 \} = 1.92$$



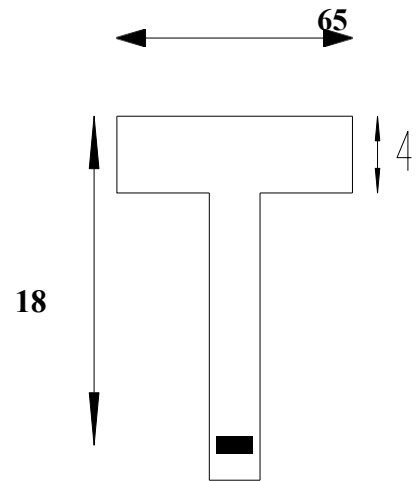
on adopt 2HA12 (2HA12 = 2.26cm<sup>2</sup>)

En travée:

$$\text{ELU: } M_{t \text{ Max}} = 15.16 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } M_{t \text{ Max}} = 9.26 \text{ KN/ml}$$

⇒ Section rectangulaire largeur (b=65cm)



$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.31 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.17} = 0.035$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 0.97$$

$$\mu_{lu} = 0.15$$

$$\mu_{lu} > \mu_{bu} \Rightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.045$$

$$A_u = \frac{0.8\alpha_u \times b \times d \times f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = 1.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_u > A_{\min}$$

$$A \text{ (choisi)} = 3 \text{ HA10} , A \text{ (réel)} = 2.36 \text{ cm}^2$$

**Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_1 \right\}$$

L'espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min \{ 0.9 d , 40 \text{ cm} \}$$

Vérification sur ELS : 'La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire

Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$ , tel que :

$$f_{c28} = 25 \text{MPa.}$$

$$\gamma_b = 1,5 \cdot$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} (0,2f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{MPa}) \text{ Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} (3,33 ; 5 \text{MPa})$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{15,29}{14,18} = 0,06 \text{ KN /cm}^2 = 0,6 \text{ MPA} < 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Armatures transversales :

- Selon CBA 93 : Calcul des armatures transversales:

Le diamètre des armatures transversales est de :

$$\Phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h_t}{35}, \Phi_{\text{Imin}}, \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{20}{35}, 1, \frac{14}{10} \right) = \Phi_t \leq \text{Min} ( 5,71 , 10 , 14 )$$

On adopte  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$  et  $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

Pour l'espaceur, nous avons d'après le CBA 93 ce qui suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min( 0,9d; 40 \text{cm} ) \\ \frac{A_t}{b S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,9 f_e} \end{array} \right. \text{ avec } k=0 \text{ .en considéré que il y a reprise de bétonnage}$$

L'espaceur entre l'armature transversale sera :

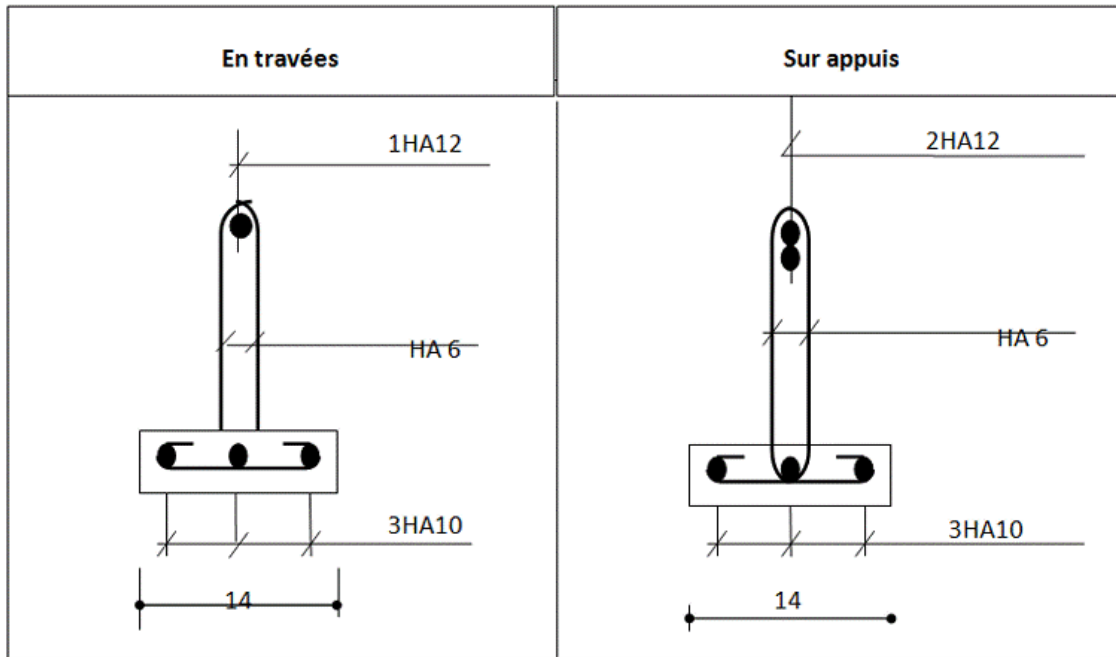
$$S_t \leq \frac{A_t \cdot 0,9 \cdot \bar{f}_e}{\tau_u \cdot b} = \frac{0,56 \cdot 0,9 \cdot 347}{0,55 \cdot 14} = 22,71 \text{ cm}$$

L'espaceur maximal a ne pas dépasser :

$$S_t \leq \min(0,9 \cdot d, 40 \text{cm}) = 16,2 \text{cm.}$$

$$S_t < \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 b_0} = \frac{0,56 \cdot 400}{0,4 \cdot 14} = 40 \text{ cm.}$$

Donc on adopte un espaceur 15 cm.



**Ferrillages des poutrelles (plancher des étages).**

Selon **CBA 93 B .6.5.2** on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder au calcul de la flèche si :

$$* \frac{h}{L_0} \geq \frac{1}{22.5} = \frac{20}{420} \geq \frac{1}{10} = 0.047 \geq 0.044 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$* \frac{h}{L_0} \geq \frac{Mts}{15.M_0} = \frac{20}{420} \geq \frac{623}{15 \times 838} = 0.047 < 0.049 \dots\dots\dots \text{non Vérifiée.}$$

$$* \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{2.36}{14 \times 18} \leq \frac{3.6}{400} = 9.36 \times 10^{-3} > 9.10^{-3} \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

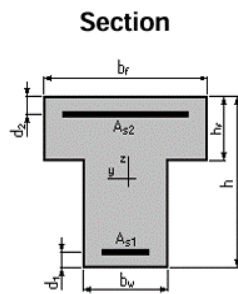
Donc la vérification de la flèche est obligatoire :

## Flèche de la poutre due à la flexion simple

### 1. Hypothèse :

- Béton :  $f_{c28} = 25,0$  (MPa)
- Acier :  $f_e = 400,0$  (MPa)
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Géométrie :



$$b_f = 65,0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 14,0 \text{ (cm)}$$

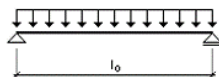
$$h = 20,0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 4,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,0 \text{ (cm)}$$

### Schéma statique



$$l_0 = 4,2 \text{ (m)}$$

### 3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche :  $\alpha_k = 1,00$

#### 4. Résultats :

Flèche totale :  $\Delta f_t = 4,6 \text{ (mm)} < f_{adm} = l_0 / 500,00 = 8,4 \text{ (mm)}$

Composantes de la flèche (mm)	$\mu$	$\sigma$ (MPa)
$f_{gv} = 10,2$	0,59	190,0
$f_{gi} = 6,0$	0,59	190,0
$f_{pi} = 0,5$	0,00	25,7
$f_{ji} = 0,0$	0,00	0,0

Moment d'inertie de la section homogène :  $I_0 = 22211,8 \text{ (cm}^4\text{)}$   
 $\lambda_i = 4,42$

$f_{gv}$  - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes

$f_{gi}$  - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes

$f_{pi}$  - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)

$f_{ji}$  - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons

$\Delta f_t$  - flèche nuisible

$f_{adm}$  - flèche admissible

# **Chapitre IV**

## **Etude sismique**

### ❖ Généralités sur les séismes :

#### I. Le Séisme : Définition et Origines :

Le terme séisme, issu du grec *seismos* signifiant « secousse », désigne une série de mouvements brusques et imprévisibles du sol, plus ou moins violents, généralement localisés. On parle également de tremblement de terre.

Les séismes révèlent l'activité interne de notre planète. Ils se manifestent souvent par une ou plusieurs secousses principales, brèves (quelques dizaines de secondes), suivies de répliques qui peuvent survenir dans les heures ou les jours qui suivent.

Contrairement à une apparence figée, la Terre est une planète dynamique et vivante. Les séismes, tout comme les éruptions volcaniques, sont des signes évidents de l'instabilité de l'écorce terrestre.

#### II. Origine d'un Séisme :

Un séisme résulte d'un déplacement brutal de matière en profondeur, dans une zone appelée foyer. Ce phénomène se produit lorsqu'un relâchement soudain des tensions accumulées (notamment le long des failles) survient dans la croûte terrestre. Cette rupture génère des ondes sismiques qui se propagent à la surface, causant des vibrations plus ou moins fortes.

Le foyer est donc le point de départ de la rupture. À la surface, le point situé à la verticale du foyer est appelé épicentre ; c'est là que l'intensité du séisme est maximale, entraînant les dégâts les plus importants : éboulements, fissures dans le sol, et effondrement de bâtiments.

Ces ondes sismiques se diffusent sous forme de cercles concentriques à partir du foyer et de l'épicentre, tout en perdant de leur intensité au fur et à mesure de leur éloignement.

#### III. Les Causes Tectoniques :

La principale origine des tremblements de terre est la tectonique des plaques. La croûte terrestre est formée d'une douzaine de grandes plaques (et plusieurs plus petites), en déplacement constant. La majorité des séismes dits *tectoniques* se produisent aux limites de ces plaques, notamment là où l'une glisse le long d'une autre.

#### IV. Prévention et Construction :

Même s'il est difficile de prédire les séismes, il est possible de réduire les risques humains en évitant de construire dans les zones fortement exposées. Des normes parasismiques ont été élaborées, recommandant l'utilisation de matériaux dotés d'une certaine élasticité, comme le béton armé ou l'acier.

Cependant, pour des raisons principalement économiques, ces normes ne sont pas systématiquement appliquées, ce qui explique la gravité de certains séismes récents, comme celui de Boumerdès, survenu le 21 mai 2003.

### IV-1/ Introduction :

Toutes les structures, au cours de leur durée de vie, peuvent être soumises à des actions variables dans le temps. Ces sollicitations dynamiques peuvent résulter de diverses sources telles que :

- les effets du vent.
- les séismes.
- ou encore les vibrations générées par des équipements ou des machines industrielles.

Ces phénomènes engendrent des charges qui varient rapidement, rendant souvent insuffisant un simple calcul basé sur des charges statiques. En effet, les méthodes classiques ne tiennent pas compte de l'inertie et des résonances qui peuvent amplifier significativement les effets subis par la structure.

Il devient donc essentiel de procéder à une étude dynamique, dont l'objectif est de déterminer les caractéristiques dynamiques fondamentales de la structure, telles que :

- la période propre de vibration.
- la fréquence naturelle.
- et les déplacements induits sous l'effet des sollicitations dynamiques.

Cette analyse permet de mieux prévoir le comportement de l'ouvrage face à un séisme et de concevoir des structures plus sûres et plus résistantes.

### IV-2/ Méthodes de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- La méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
- la méthode d'analyse modale spectrale.

### IV.3. Choix de la méthode de calcul :

#### IV.3.1 /Condition d'application de la méthode statique équivalente :

1. Bâtiments à configuration régulière :

Le bâtiment (ou le bloc étudié) satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation telles que définies au Chapitre III, paragraphe 3.5 du RPA 99/2003, et présente une hauteur maximale de :

- ✓ 65 m en zones I et II.
- ✓ 30 m en zone III.

## Chapitre IV : Etude sismique

---

### 2. Bâtiments à configuration irrégulière :

La méthode peut être utilisée si les conditions de hauteur sont respectées en plus des exigences spécifiques suivantes :

- **Zone I :**
  - ✓ Tous les groupes d'usage sont autorisés.
  
- **Zone IIa :**
  - ✓ Groupe d'usage 3 : quelle que soit la hauteur.
  - ✓ Groupe d'usage 2 : hauteur  $\leq 7$  niveaux ou 23 m.
  - ✓ Groupe d'usage 1B : hauteur  $\leq 5$  niveaux ou 17 m.
  - ✓ Groupe d'usage 1A : hauteur  $\leq 3$  niveaux ou 10 m.
  
- **Zones II b et III :**
  - ✓ Groupes d'usage 3 et 2 : hauteur  $\leq 5$  niveaux ou 17 m.
  - ✓ Groupe d'usage 1B : hauteur  $\leq 3$  niveaux ou 10 m.
  - ✓ Groupe d'usage 1A : hauteur  $\leq 2$  niveaux ou 8 m.

### IV.3.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale est applicable dans tous les cas, et plus particulièrement lorsque l'application de la méthode statique équivalente n'est pas autorisée par les règlements en vigueur.

### IV.3.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas, à condition qu'elle soit appliquée par un personnel qualifié, et que soient préalablement justifiés :

- Les séismes de calcul choisis,
- Les lois de comportement adoptées,
- La méthode d'interprétation des résultats,
- Et les critères de sécurité à satisfaire.

Cependant, notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99 version 2003 pour pouvoir appliquer la méthode statique équivalente. En conséquence, le calcul sismique sera effectué en utilisant la méthode d'analyse dynamique spectrale.

### Classification de l'Ouvrage :

La classification des ouvrages se base sur leur importance relative en matière de sécurité, d'enjeux économiques et d'impacts sociaux.

Notre bâtiment étant :

- À usage d'habitation,
- Situé à MSILA, classée en Zone IIa selon le RPA99 (version 2003),

Il est donc classé dans le Groupe d'usage 2.

### IV.4. Méthode Statique Equivalente :

#### IV.4.1. Principe de la méthode :

La méthode statique équivalente consiste à remplacer les actions sismiques réelles dynamiques qui se développent dans la structure par un système de forces statiques fictives. Ces forces équivalentes sont conçues de manière à produire des effets similaires à ceux engendrés par le mouvement sismique du sol, dans une direction donnée.

Ces forces sont appliquées :

- ✓ Selon deux directions orthogonales choisies par le concepteur du projet,
- ✓ Ces directions correspondent généralement aux axes principaux du bâtiment.

L'objectif est de simplifier l'analyse en utilisant une approche statique tout en tenant compte des effets dynamiques de l'action sismique.

#### IV.4.2. Modélisation de la structure :

La modélisation adoptée pour l'analyse sismique dans les deux directions principales du bâtiment est le modèle simplifié dit « brochette ». Celui-ci repose sur les hypothèses suivantes :

- **Concentration des masses :**  
La masse de chaque niveau est supposée concentrée au centre de gravité du plancher, afin de simplifier la représentation dynamique de la structure.
- **Degrés de liberté réduits :**  
Chaque niveau est doté d'un seul degré de liberté, correspondant à une translation horizontale, dans chacune des deux directions principales (longitudinale et transversale).
- **Rigidité latérale :**  
La rigidité latérale des éléments résistants du système de contreventement (poteaux, voiles, etc.) est évaluée en considérant les sections non fissurées des éléments structuraux, conformément aux exigences de la réglementation parasismique.
- **Mode de vibration considéré :**  
Seul le mode fondamental de vibration est pris en compte dans le calcul de la force

## Chapitre IV : Etude sismique

---

sismique totale appliquée à la structure. Cette approche est justifiée dans les cas où le comportement dynamique est largement dominé par le premier mode.

### IV.4.3. Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode, l'intensité effective de l'action sismique est exprimée sous la forme d'un effort tranchant maximal à la base de la structure, donné par la formule suivante :

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

Avec :

- ✓ V : l'effort tranchant statique à la base du bâtiment.
- ✓ A : coefficient d'accélération de zone
- ✓ D : facteur d'amplification dynamique moyen
- ✓ Q : Facteur de qualité
- ✓ W : Poids total de la structure
- ✓ R : Facteur de comportement

#### IV.4.3.1. Coefficient d'accélération de zone A :

Le coefficient d'accélération de base, noté A, est défini selon la nouvelle classification sismique du RPA 2003, en fonction de la zone sismique et de la catégorie d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, le bâtiment est classé dans la catégorie d'usage II et se situe en zone sismique II (conformément à la cartographie sismique actualisée du RPA 2003). En se référant aux tableaux de zonage sismique du règlement, on obtient :

$$A = 0,15$$

Cela signifie que l'accélération maximale du sol à considérer pour le calcul sismique, pour cette configuration spécifique, est de 0,15 fois l'accélération gravitationnelle.

#### IV.4.3.2. Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Merci pour l'extrait ! Voici une reformulation claire et structurée du texte en français technique, conforme au style du RPA 2003, tout en respectant l'expression mathématique du facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & \text{pour } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{0.5} & \text{pour } T_2 < T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{0.5} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{0.5} & \text{pour } T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T2: période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau. 4.7

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1</sub> (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2</sub> (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau IV-1- Catégorie du site

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule

$$\eta = \sqrt{\left( \frac{7}{2 + \zeta} \right)} \geq 0.7$$

$\xi(\%)$  : pourcentage d'amortissement critique; fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend  $\xi = 10 \%$ .

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Tableau IV-2-Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structural**

**IV.4.3.3. Estimation empirique de la période fondamentale :**

Conformément aux recommandations du RPA 2003, la période fondamentale de la structure, notée T, peut être estimée de manière empirique lorsqu'une analyse modale n'est pas disponible ou lorsque l'on souhaite effectuer une vérification préliminaire.

Pour une structure mixte (combinant éléments porteurs en portiques et voiles), le RPA 2003 recommande d'estimer T à l'aide de la formule suivante :

**RPA)** 
$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\} \quad \text{(Formule du$$

où :

- h<sub>N</sub> : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C<sub>T</sub> : coefficients empiriques définis en fonction du type de structure et de son système de contreventement, selon le Tableau 4.3 du RPA 2003.
- ❖ **Pour le sens transversal :**

h<sub>N</sub> = 27.54 ; D = 8.30 m

**C<sub>T</sub> = 0.05**

T = min { 0.60 s ; 0.86 s }

Donc  $T_2 < T \leq 3,0$  s

$$D = 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

Calcul numérique :

$$D = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,5}{0,6}\right)^{2/3} \quad \Longrightarrow \quad D = 2,21$$

❖ Pour le sens longitudinal :

$h_N = 27,54$  ;  $D = 22,76$  m

$T = \min \{ 0,60 \text{ s} ; 0,52 \text{ s} \}$

Donc  $T_2 < T \leq 3,0$  s

$$D = 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,5}{0,52}\right)^{2/3} \quad \Longrightarrow \quad D = 2,46$$

#### IV.4.3.4. Coefficient de comportement global de la structure R :

Le coefficient de comportement sismique R représente la capacité d'une structure à dissiper l'énergie induite par un séisme grâce à son comportement inélastique. Sa valeur dépend du système de contreventement mis en œuvre.

D'après les prescriptions du RPA 2003, et de manière similaire aux valeurs indiquées dans le tableau 4.3 du RPA99 version 2003, pour une structure dont le système de contreventement est assuré par un système mixte (portiques associés à des voiles en béton armé), la valeur retenue est : **R=5**

Cette valeur est utilisée pour réduire le spectre de réponse élastique afin d'obtenir le spectre de réponse réduit, prenant en compte la capacité de dissipation d'énergie de la structure.

**IV.4.3.5. Facteur de qualité Q :**

Q : Facteur de qualité, défini par :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq$$

Sachant que :

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non. Les valeurs à retenir sont dans le tableau ( à noter que c'est la même dans les deux sens).

Critère q »	$P_q$	
	Observé	N/observé
<b>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	0	0,05
<b>2. Redondance en plan</b>	0	0,05
<b>3. Régularité en plan</b>	0	0,05
<b>4. Régularité en élévation</b>	0	0,05
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>	0	0,05
<b>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	0	0,10

**Tableau IV.4-** Valeurs des pénalités  $P_q$

Donc :  $Q = 1$

**IV.4.3.6. Poids total de la structure :**

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i \quad \text{Avec :} \quad W_i = S (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : charges d'exploitation

$\beta$ : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0.2$  pour tous les étages à usage d'habitation RPA99.



## Chapitre IV :Etude sismique

ou	T dynamique $\leq 1.30 T_{statique}$	0.58	oui
	T rayleigh $\leq 1.30 T_{statique}$	0.46	oui

### IV.5.Présentation de logiciel Robot :

Autodesk Robot Structural Analysis Professional est un logiciel d'analyse structurelle collaboratif, polyvalent et puissant, conçu pour modéliser, analyser et dimensionner les structures les plus complexes. Grâce à un maillage automatique performant, des algorithmes non linéaires avancés, et un ensemble complet de normes de conception internationales, il offre des résultats d'analyse rapides et fiables.

Les ingénieurs structure utilisant Robot Structural Analysis bénéficient d'une intégration fluide avec les logiciels AutoCAD et Revit, facilitant le transfert de données de conception. Ce processus assure un flux de travail cohérent, de l'analyse à la documentation du projet, jusqu'aux plans finaux.

L'objectif fondamental du logiciel est de résoudre l'équation différentielle du mouvement de second ordre, exprimée sous la forme :

$$[M]\{U''(t)\}+[C]\{U'(t)\}+[K]\{U(t)\}=\{F(t)\}$$

où :

- $[M]$  : matrice de masse.
- $[C]$  : matrice d'amortissement.
- $[K]$  : matrice de rigidité de la structure.
- $\{U(t)\}$  : vecteur des déplacements.
- $\{F(t)\}$  : représente le spectre de réponse.
- $U''(t), U'(t)$  : accélérations et vitesses.

Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise.

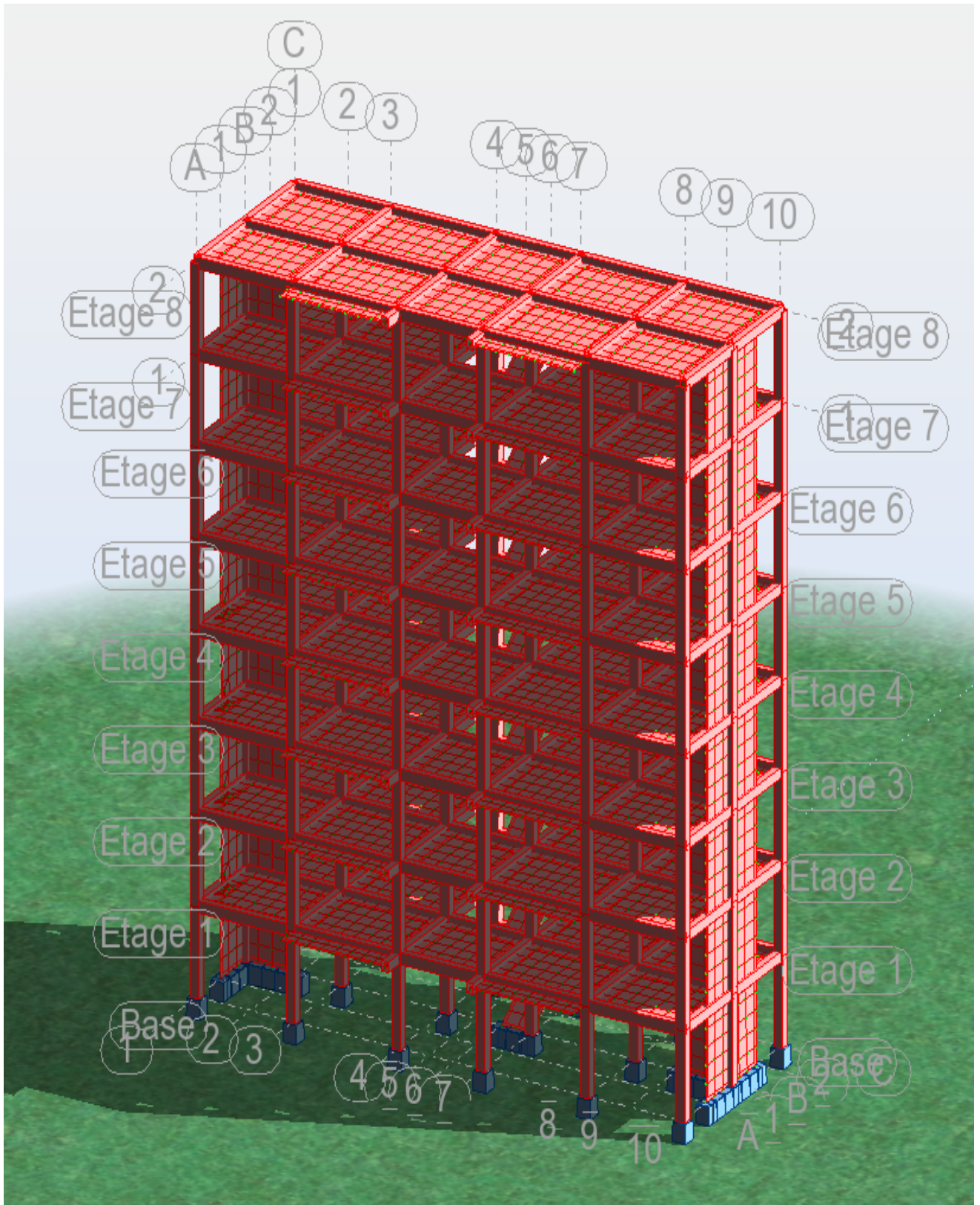


Figure IV-1-Présentation de bâtiment par le logiciel« ROBOT»

## Chapitre IV : Etude sismique

### IV.6. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :  $V_{dy} = F_t + \sum F_i$

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$F_t = 0 \quad \text{Si} \quad T \leq 0.7s$$

$$F_t = 0.07 TV \quad \text{Si} \quad T > 0.7s$$

On a :  $T = 0.20s \longrightarrow F_t = 0$

Les forces  $F_i$  sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

$F_i$  : force horizontale au niveau  $i$ .  $h_i$  : niveau du plancher.

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure.

$W_i, W_j$  : poids revenant aux planchers  $i, j$

### IV.7. Vérification de l'ensemble :

#### IV.7. 1. Vérification au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol – fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Avec :

$$\sum W_k \times b_k \geq \sum F_k \times h_k$$

$W_k$  : Le poids calculé à chaque niveau ( $k$ )

$$W_k = W_{kG} + 0.2W_{kQ}$$

$W_{kG}$  : Poids dû aux charges permanentes.

$W_{kQ}$  : Poids dû aux charges d'exploitation.

$b_i$  : Centre de gravité de la structure .

## Chapitre IV :Etude sismique

$$b_k = (X_{kG}, Y_{kG}) + 1m$$

$F_k$  : la somme des forces sismiques à chaque étage k

$h_k$  : La hauteur de l'étage k.

**-Sens X-X :**

$$A=0.15 \quad ; \quad R= 5.00$$

$$D= 2.46 \quad ; \quad W_{tot}= 973.66 \text{ T}$$

$$Q= 1.00$$

Niveau	Wk(T)	Wt(T)	ai(m)	Fkx(T)	hk(T)	FkxXhk	WkXai
7ème	118.91	118.91	12.38	69.341	24.48	69.34	1472
6ème	123.73	242.64	12.38	35.359	21.42	35.36	1532
5ème	123.73	366.01	12.38	23.441	18.36	23.44	1532
4ème	123.73	489.74	12.38	17.519	15.3	17.52	1532
3ème	123.66	613.47	12.38	13.977	12.24	13.98	1531
2ème	123.73	737.13	12.38	11.639	9.18	11.64	1532
1ème	123.66	850.00	12.38	10.088	6.12	10.09	1531
Rdc	123.73	973.66	12.38	8.8117	3.06	8.812	1532

**Tableau IV-1: vérification au renversement sens xx .**

$$\sum W_k \cdot b_i = 12192.8 \text{ Ton}$$

$$\sum F_k \cdot h_k = 190.2 \text{ Ton}$$

$$\sum W_k \cdot b_i > \sum F_k \cdot h_k \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

**-Sens Y-Y :**

$$F_t=2.51496378 \text{ T}$$

$$T= 0.5s$$

$$V_s= 71.86 \text{ T}$$

## Chapitre IV : Etude sismique

Niveau	Wk(T)	Wt(T)	ai(m)	Fkx(T)	hk(T)	FkxXhk	WkXai
7ème	118.91	118.91	5.15	69.341	24.48	1697	612.39
6ème	123.73	242.64	5.15	35.359	21.42	757.4	637.21
5ème	123.73	366.01	5.15	23.441	18.36	430.4	637.21
4ème	123.73	489.74	5.15	17.5	15.3	268	637.21
3ème	123.66	613.47	5.15	14.0	12.24	171.1	636.85
2ème	123.73	737.13	5.15	11.6	9.18	106.8	637.21
1ème	123.66	850.00	5.15	10.1	6.12	61.74	636.85
Rdc	123.73	973.66	5.15	8.8	3.06	26.96	637.21

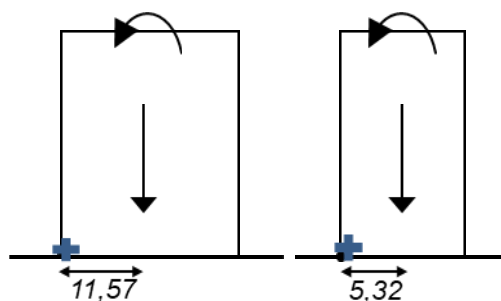
**Tableau IV-2: vérification au renversement sens yy.**

$$\sum W_{k \cdot b_i} = 5072.1 \text{ Ton}$$

$$\sum F_k \cdot h_k = 3519.9 \text{ Ton}$$

$$\sum W_{k \cdot b_i} > \sum F_k \cdot h_k \quad \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

- **Centre de masse :**



X <sub>G</sub> =	11.38	m
Y <sub>G</sub> =	4.15	m

*SENS X-X                      SENS Y-Y*  
*Renversement sens XX & YY*

**IV.7.2 Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ):**

Les effets du second ordre, également appelés effets P-Δ, peuvent être négligés dans le cas des bâtiments lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.1$$

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

$$\sum P_k = \sum (W_{kG} + 0.2W_{kQ})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau « k »       $V_k = \sum F_i$

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : hauteur de l'étage « k ».

Si,  $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$  les effets (P - Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les efforts de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta_k}$

Si  $\theta_k > 0.20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Sens X-X :

Niveau	$P_k(T)$	$\Delta_k(m)$	$V_k(T)$	$h_k$	$\theta_k$	$\theta_k < 0.1$	$P_k(T)$
7ème	118.91	0.008	718.56	24.48	0.0005841	OUI	118.9
6ème	123.73	0.0024	628.74	21.42	0.000432	OUI	242.6
5ème	123.73	0.0027	538.92	18.36	0.00099	OUI	366.0
4ème	123.73	0.0023	449.1	15.3	0.0001639	OUI	489.7
3ème	123.66	0.0017	359.28	12.24	0.0002372	OUI	613.5
2ème	123.73	0.0023	269.46	9.18	0.0006854	OUI	737.1
1ème	123.66	0.0027	179.46	6.12	0.0020896	OUI	850.0
Rdc	123.73	0.0024	89.82	3.06	0.0085021	OUI	973.7

## Chapitre IV :Etude sismique

**Tableau IV-4: vérification de l'effet P- $\Delta$  sens xx.**

Sens Y-Y :

Niveau	$P_k(T)$	$\Delta_k(m)$	$V_k(T)$	$h_k$	$\theta_k$	$\theta_k < 0.1$	$P_k(T)$
7 ème	118.91	0.004	715.56	24.48	0.00013	OUI	118.91
6 ème	123.73	0.0025	621.74	21.42	0.00045	OUI	242.64
5 ème	123.73	0.0029	534.92	18.36	0.0001081	OUI	366.01
4 ème	123.73	0.0024	449.1	15.3	0.0001711	OUI	489.7
3 ème	123.66	0.0019	360.28	12.24	0.0002643	OUI	613.5
2 ème	123.73	0.0026	267.56	9.18	0.0007803	OUI	737.1
1 ème	123.66	0.0029	177.42	6.12	0.0022702	OUI	850.0
Rdc	123.73	0.0023	88.82	3.06	0.0082395	OUI	973.7
SS	0.00	0	0.00	0	0	0	0.0

**Tableau. IV-5: vérification de l'effet P- $\Delta$  sens yy.**

### IV.7.3-Vérification des déformations :

Niveau	$\Delta_k(m)_x$	$\Delta_k(m)_y$	1%h	
7ème	0.008	0.004	0.0306	OUI
6ème	0.0024	0.0025	0.0306	OUI
5ème	0.0027	0.0029	0.0306	OUI
4ème	0.0023	0.0024	0.0306	OUI
3ème	0.0017	0.0019	0.0306	OUI
2ème	0.0023	0.0026	0.0306	OUI
1ème	0.0027	0.0029	0.0306	OUI
Rdc	0.0024	0.0023	0.0306	OUI
SS	0	0	0.0306	OUI

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

### IV.7.4. Vérification de L'excentricité accidentelle :

## Chapitre IV :Etude sismique

Dans le cadre de cette analyse tridimensionnelle, l'excentricité accidentelle est automatiquement prise en compte par le logiciel, conformément aux exigences du RPA 99 – version 2003.

Cette excentricité est définie par la relation suivante :  $L_{\text{excentricité}} = \pm 0,05 \times L$

où L représente la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Elle est donc appliquée au niveau de chaque plancher, dans les deux directions principales :

- Direction X :  $e_{\text{acc}} = \pm 0,05 \times L_x$
- Direction Y :  $e_{\text{acc}} = \pm 0,05 \times L_y$

Niveau	Lx (m)	Excentricité en X ( $\pm 0,05 \times L_x$ )	Ly (m)	Excentricité en Y ( $\pm 0,05 \times L_y$ )
8	8,30	0,415 m	22,76	1,138 m
7	8,30	0,415 m	22,76	1,138 m
6	8,30	0,415 m	22,76	1,138 m
5	8,30	0,415 m	22,76	1,138 m
4	8,30	0,415 m	22,76	1,138 m
3	8,30	0,415 m	22,76	1,138 m
2	8,30	0,415 m	22,76	1,138 m
1	8,30	0,415 m	22,76	1,138 m
RDC	8,30	0,415 m	22,76	1,138 m

Sens X :  $0,15 \times L_x$

$0,15 \times 8,30 = 1,245 \text{ m} \geq e_{x0}$  ..... Vérifier

Sens Y :  $0,15 \times L_y$

$0,15 \times 22,76 = 3,414 \text{ m} \geq e_{y0}$  ..... Vérifier

# Chapitre V

## FERRAILLAGE DES PORTIQUE

**V.FERRAILLAGE DES PORTIQUES :**

**V.1. Introduction :**

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le logiciel ROBOT

Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

- Compression simple.
  - Traction simple.
  - Flexion simple.
  - Flexion composée.
- les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
  - Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

**V.2. Le ferrailages des poutres :**

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposée aux intempéries et solliciter par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

désignation	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$f_{c28}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
Situation durable	1,5	1,15	14,17	25	348
Situation accidentelle	1,15	1,00	18,84	25	400

**Tableau V.1 : Donnés de calcul de ferrailage des poutres**

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

**• Les combinaisons de calcul :**

En fonction du type de sollicitation. Nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Pour l'état limite ultime (E.L.U).....1.35G+1.5Q.....(C.B.A93).



## Chapitre V : FERRAILLAGE DES PORTIQUE

$$M_t = 45.24$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\phi b \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25000}{1.15} = 14166.66 \text{ Kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{45.24 \times 10^4}{30 \times 37.5^2 \times 14166.66} = 7.56 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_s = \frac{f_e}{2.10^8 \times 1.15} = 0.00173 \text{ FeE400}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \epsilon_s} = \frac{3.5}{3.5 \times 1000 \times 0.00173} = 0.669$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 * 0.673 * (1 - 0.4 * 0.669) = 0.392$$

$U < U_R \rightarrow$  *oui domaine 1*  $\rightarrow A_s' = 0 \rightarrow$  *pivot A*

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2U})}{0.8} = 0.0747$$

$U < 0.186 \rightarrow$  *oui*  $\rightarrow$  *domaine 1*

$$\epsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400000 / 1.5 = 347826.08$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 37.5(1 - 0.4 * 0.0747) = 36.37 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{45.24 \times 10^4}{36.37 \times 3480} = 3.57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.6 \text{ cm}^2$$

**Sur appuis :**

$$M_a = -69.01$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\phi b \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25000}{1 \times 1.15} = 14166.66 \text{ Kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{-69.01 \times 10^4}{30 \times 37.5^2 \times 14166.66} = 1.15 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \epsilon_s} = \frac{3.5}{3.5 \times 1000 \times 0.00173} = 0.669$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 * 0.673 * (1 - 0.4 * 0.669) = 0.392$$

## Chapitre V : FERRAILLAGE DES PORTIQUE

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2U})}{0.8}$$

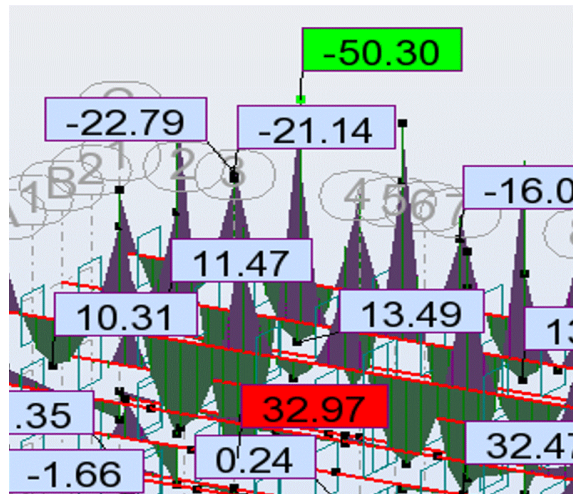
$$\alpha = 0.137$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 37.5(1 - 0.4 * 0.137) = 35.44\text{cm}$$

$$A_s = \frac{69.01 \times 10^4}{35.44 \times 3480} = 5.6 \text{ cm}^2$$

**Vérification a L'ELS :**



- **En travées :**

- **ELS**
- **Ms=32.97**
- **As=8.01**

- **La Position de l'axe neutre (y) :**

$$bx^2/2 + 15(A_s + A's) - 15(A's * c' + A_s.d) = 0$$

$$\Rightarrow 30x^2/2 + 15 \times (8.1)x - 15(8.01 \times (37.5)) = 0$$

$$15x^2 + 120.15x - 4505.62 = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 533.64$$

$$x = (-120.15 + 533.64) / 30 = 5.76 \text{ cm}$$

## Chapitre V : FERRAILLAGE DES PORTIQUE

$$x = 13.78 \text{ cm}$$

### Moment d'inertie (I) :

$$I = (bx^3/3) + 15A_s (d-x)^2 + 15A'_s (x-c')^2$$

$$I = (30 \times (13.78^3/3) + 15 \times 8.01 (37.5-13.78)^2)$$

$$I = 29016.57 \text{ cm}^4$$

### V-2-1-2- Vérification des contraintes :

#### Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{25.44 \times 13.73 \times 10^{-2}}{29016.75 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 12081.48 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 15675 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma'_{bc} = 150000 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

#### Dans l'acier:

$$\sigma_s = 15 M_s \left( \frac{d-x}{I} \right)$$

$$\sigma_s = 15 \times 25.44 \left( \frac{37.5-13.78}{29016.57 \times 10^{-8}} \right) = 404276.79 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_s = 404276.79 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma'_s = 2000000 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

#### • Sur appuis :

$$M_s = 50.3 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 8.01 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Position de l'axe neutre :

$$x = 13.78 \text{ cm}$$

#### ➤ Moment d'inertie (I) :

$$I = 29016.57 \text{ cm}^4$$

## Chapitre V : FERRAILLAGE DES PORTIQUE

### -Vérification des contraintes :

#### Dans le béton :

$$\sigma_s = 15 M_s \left( \frac{d-x}{I} \right)$$

$$\sigma_s = 15 \times 25.44 \left( \frac{50.30 - 13.78 \times 10^{-2}}{2901657.10^{-8}} \right) = 23887.52 \text{ Kn/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 23887.52 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma'_{bc} = 150000 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

#### **Dans l'acier:**

$$\sigma_s = 15 M_s \left( \frac{d-x}{I} \right)$$

$$\sigma_s = 15 \times 50.30 \left( \frac{0.375 - 0.1378}{29016.57 \times 10^{-8}} \right) = 616776.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_s = 616776.55 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma'_s = 2000000 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

#### **V-2-1-3-Vérification de l'effort tranchant :**

$$T = V_u = 80.76 \text{ kn} \quad \tau_u < \tau_u \text{ lim} \quad \tau_u = \frac{80.76}{30 \times 37.5 \times 10^{-2}} = 717.86 \text{ Kn/m}^2$$

$$\tau_u' = \min \{ 3.33 \text{ MPa} , 5 \text{ MPa} \} = (3330 \text{ KN/m}^2 , 5000) \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_u' = 3330 \text{ KN/m}^2$$

Alors  $\tau_u < \tau_u'$  condition vérifiée

#### **V-2-1-4-Détermination des armatures transversales :**

$$\Phi \leq \min (h/35 ; \Phi ; h/10) =$$

$$\Phi \tau = 1,14$$

$$\text{Soit : } A = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

#### **-Espacement d'après le BAEL :**

$$St1 \leq \min (0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = 33.75 \text{ cm}$$

## Chapitre V : FERRAILLAGE DES PORTIQUE

$$St2 \leq \frac{At \cdot fe}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$St = \min (St1 ; St2) = 33.75 \text{ cm}$$

- RPA (Art7.5.2.1) :

$$Amin \geq 0.005 \cdot b \cdot h = 0, \times 30 \times 40$$

$$Amin = 6 \text{ cm}^2 \leq 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

**Donc on adopte:**

$$3HA14+3HA12 = 8.01 \text{ cm}^2 \text{ en travée}$$

$$3HA14+3HA12 = 8.01 \text{ cm}^2 \text{ en appuis}$$

L'utilisation de logiciel Robot :

Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés

Présentation des résultats dans un Tableau:

Type	Séction	localis	M (kn.m)			A (cm <sup>2</sup> )	Aadopt e (cm <sup>2</sup> )	Nbre de barre
			ELU	ELS				
<b>1</b>	30×40	travée	45.24	32.97		3.6	4.62	3HA14
		appuis	-69.01	-50.30		5.6	6.15	4HA14
<b>2</b>	30×40	travée	26.83	19.53		2.1	3.08	2HA14
		appuis	-43.56	-31.71		3.8	4.62	3HA14
<b>3</b>	30×40	travée	18.51	13.49		1.4	2.26	2HA12
		appuis	-31.26	-22.79		3.3	4.62	3HA14

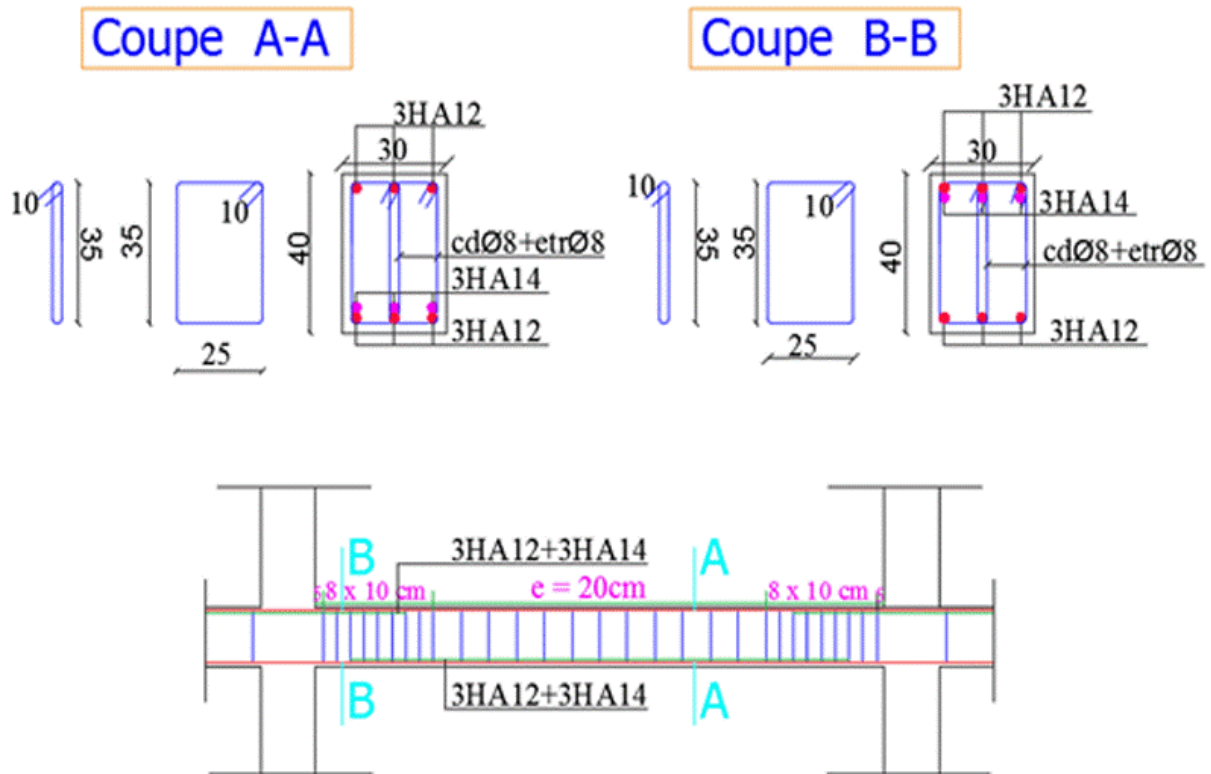
**Tableau V.2 : Ferrailages des poutres principale**

**Donc on adopte:**

$$3HA14+3HA12 = 8.01 \text{ cm}^2 \text{ en travée}$$

$$3HA14+3HA12 = 8.01 \text{ cm}^2 \text{ en appuis}$$

## Chapitre V : FERRAILLAGE DES PORTIQUE

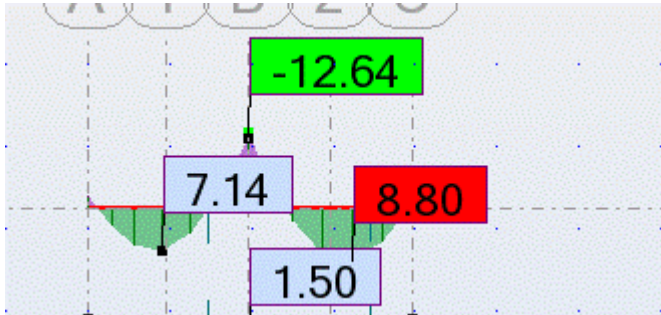


Ferraillage de la poutre principale.

## Chapitre V : FERRAILLAGE DES PORTIQUE

### V.2.1. Ferrailages des poutres secondaires. :

**V-2-1-1-ELU : (1,35G + 1,5Q) :**



- **En travées :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$M_t = 8.80$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\phi_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25000}{1.15} = 14166.66 \text{ Kn /m}^2$$

$$\mu = \frac{8.80 \times 10^4}{30 \times 32.5^2 \times 14166.66} = 0.0196$$

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{2.10^8 \times 1.15} = 0.00173 \text{ FeE400}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \epsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 0.00173} = 0.669$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 * 0.673 * (1 - 0.4 * 0.669) = 0.392$$

$U < U_R \rightarrow$  **oui domaine 1**  $\rightarrow A_s' = 0 \rightarrow$  **pivot A**

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2U})}{0.8} = 0.025$$

$U < 0.025 \rightarrow$  **oui**  $\rightarrow$  **domaine 1**

$$\epsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400000 / 1.5 = 347826.08$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 32.5(1 - 0.4 * 0.025) = 32.17 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{8.8 \times 10^4}{32.17 \times 3480} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.79 \text{ cm}^2$$

**Sur appuis :**

## Chapitre V : FERRAILLAGE DES PORTIQUE

$$Ma = -12.64$$

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot fbc}$$

$$fbc = \frac{0.85 f_{c28}}{\phi b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25000}{1 \times 1.15} = 14166.66 \text{ Kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{-12.64 \times 10^4}{30 \times 32.5^2 \times 14166.66} = 0.028$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \epsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 \times 1000 \times 0.00173} = 0.669$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 * 0.673 * (1 - 0.4 * 0.669) = 0.392$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2U})}{0.8}$$

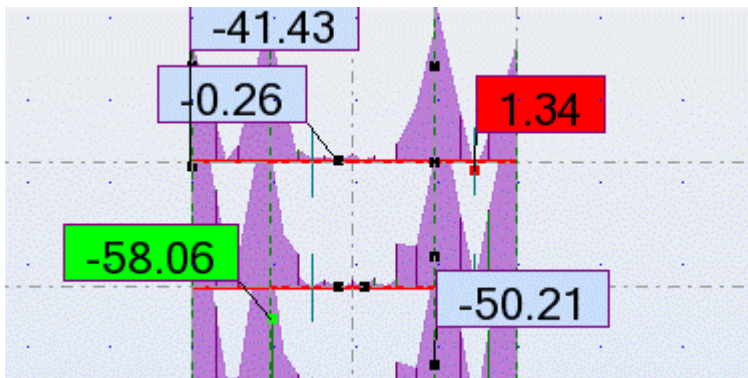
$$\alpha = 0.0375$$

$$\epsilon_s = 10\text{‰}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 32.5(1 - 0.4 * 0.0375) = 32.01 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{12.64 \times 10^4}{31.38 \times 3480} = 1.15 \text{ cm}^2$$

V-2-1-2-ELA :



- En travées :

$$\mu = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot fbc}$$

$$M_t = 1.34$$

$$fbc = \frac{0.85 f_{c28}}{\phi b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25000}{1 \times 1.15} = 18478.26 \text{ Kn/m}^2$$

## Chapitre V : FERRAILLAGE DES PORTIQUE

$$\mu = \frac{1.34 \times 10^4}{30 \times 32.5^2 \times 184.78} = 0.002$$

$$\varepsilon_s \frac{f_e}{\sigma_s \times \gamma_s} = \frac{400000}{2.10^8 \times 1} = 0.002$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_s} = \frac{3.5}{3.5 \times 1000 \times 0.002} = 0.0636$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 * 0.002 * (1 - 0.4 * 0.002) = 0.379$$

$U < U_R \rightarrow$  *oui domaine 1*  $\rightarrow A_s' = 0 \rightarrow$  *pivot A*

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2U})}{0.8} = 0.0125$$

$U < 0.0125 \rightarrow$  *oui*  $\rightarrow$  *domaine 1*

$$\varepsilon_s = 2\text{‰}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400000$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 32.5(1 - 0.4 * 0.0125) = 32.33 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{1.34 \times 10^4}{32.33 \times 4000} = 0.10 \text{ cm}^2$$

**Sur appuis :**

$$M_a = -58.06$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\phi_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25000}{1 \times 1.15} = 18478.26 \text{ Kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{-58.06 \times 10^4}{30 \times 32.5^2 \times 18478.26} = 0.09$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_s} = \frac{3.5}{3.5 \times 1000 \times 0.00173} = 0.636$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 * 0.673 * (1 - 0.4 * 0.636) = 0.379$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2U})}{0.8}$$

$$\alpha = 0.146$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 32.5(1 - 0.4 * 0.146) = 30.60 \text{ cm}$$

## Chapitre V : FERRAILLAGE DES PORTIQUE

---

$$A_s = \frac{58.06 \times 10^4}{30.60 \times 3480} = 5.45 \text{ cm}^2$$

### Condition de non fragilité :

#### En travée :

#### BAEL (Art 4.2.1) :

$$A_{\min} \geq 0,23. b. d. \frac{f_t}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,17 \text{ cm}^2 \leq 2,06 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifier}$$

#### RPA (Art7.5.2.1) :

$$A_{\min} \geq 0,005. b. d = 0,005 \times 30 \times 35$$

$$A_{\min} = 5,25 \text{ cm}^2 \leq 2,06 \text{ cm}^2 \quad \text{non vérifier}$$

#### En appuis :

#### BAEL (Art 4.2.1) :

$$A_{\min} \geq 0,23. b. d. \frac{f_t}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,17 \text{ cm}^2 \leq 4,07 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifier}$$

#### RPA (Art7.5.2.1) :

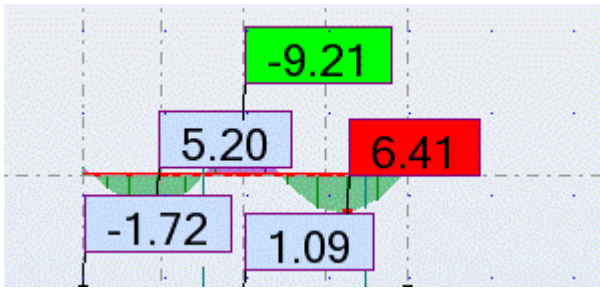
$$A_{\min} \geq 0,005. b. h = 0,005 \times 30 \times 35$$

$$A_{\min} = 5,25 \text{ cm}^2 \leq 4,07 \text{ cm}^2 \quad \text{non vérifier}$$

**Donc on adopte :**     **3HA12+3HA12 = 6,79 cm<sup>2</sup>**     **en travée**

**3HA12+3HA12 = 6,79 cm<sup>2</sup>**     **en appuis**

**-Vérification a L'ELS :**



• **En travées :**

➤ **Ms=9.32**

➤ **As=6.79**

• **La Position de l'axe neutre (y) :**

$$bx^2/2+15(As+A's)-15(A's *c'+As.d)=0$$

$$\Rightarrow 30x^2/2 + 15 \times (6.79)x - 15(6.79 \times (37.5)) = 0$$

$$15x^2 + 101.85x - 3310.12 = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 457.14$$

$$x = (-101.85 + 457.14)/30 = 11.84 \text{ cm}$$

**x = 11.84 cm**

• **Moment d'inertie (I) :**

$$I = (bx^3/3) + 15As (d-x)^2 + 15A's (x-c')^2$$

$$I = (30 \times (11.84)^3/3) + 15 \times 6.79 (32.5 - 11.84)^2$$

$$I = 18702.2 \text{ cm}^4$$

**Vérification des contraintes :**

**Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{9.32 \times 11.84 \times 10^{-2}}{18702.2 \times 10^{-8}}$$

## Chapitre V : FERRAILLAGE DES PORTIQUE

$$\sigma_{bc} = 5900.31 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 15675 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma'_{bc} = 150000 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{ V\u00e9rifi\u00e9e}$$

### Dans l'acier:

$$\sigma_s = 15 M_s \left( \frac{d - x}{I} \right)$$

$$\sigma_s = 15 \times 25.44 \left( \frac{32.5 - 11.48}{18702.2 \times 10^{-8}} \right) = 85768.21 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_s = 85768.21 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma'_s = 2000000 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{ V\u00e9rifi\u00e9e}$$

#### • Sur appuis :

$$M_s = 6.42 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Position de l'axe neutre :

$$x = 11.48 \text{ cm}$$

#### ➤ Moment d'inertie (I) :

$$I = 18702.2 \text{ cm}^4$$

### -V\u00e9rification des contraintes :

#### Dans le b\u00e9ton :

$$\sigma_s = 15 M_s \left( \frac{d - x}{I} \right)$$

$$\sigma_s = 15 \times 6.42 \left( \frac{6.42 - 11.48 \times 10^{-2}}{18702.2 \times 10^{-8}} \right) = 271461.96 \text{ Kn/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 271461.96 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma'_{bc} = 150000 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{ V\u00e9rifi\u00e9e}$$

#### Dans l'acier:

$$\sigma_s = 15 M_s \left( \frac{d - x}{I} \right)$$

## Chapitre V : FERRAILLAGE DES PORTIQUE

$$\sigma_s = 15 \times 6.42 \left( \frac{0.325 - 0.1148}{18702.2 \times 10^{-8}} \right) = 616776.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_s = 616776.55 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma'_s = 2000000 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

### V-2-1-3-Vérification de l'effort tranchant :

$$T = V_u = 77.92 \text{ kn} \quad \tau_u < \tau_u \text{ lim} \quad \tau_u = \frac{77.92}{30 \times 32.5 \times 10^{-2}} = 799.18 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_u' = \min\{3.33 \text{ MPA}, 5 \text{ MPA}\} = (3330 \text{ KN/m}^2, 5000) \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_u' = 3330 \text{ KN/m}^2$$

Alors  $\tau_u < \tau_u'$  condition vérifiée

### V-2-1-4-Détermination des armatures transversales :

$$\Phi \leq \min (h/35 ; \Phi ; h/10) =$$

$$\Phi \tau = 1$$

Soit :  $A = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

#### -Espaceur d'après le BAEL :

$$St1 \leq \min (0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = 29.5 \text{ cm}$$

$$St2 \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$St = \min (St1 ; St2) = 33.75 \text{ cm}$$

Espaceur exigé par le RPA : En zone nodale :  $St \leq \min (h/4, 12\phi) = \min (35/4 ; 12 \times 1,2) = \min (8.75 ; 14,4)$

$$= 8.75 \text{ cm}$$

En zone courante :  $St \leq h / 2 = 35 / 2 = 17.5 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$St = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots$  En zone nodale.

$St = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$  En zone courante.

Selon RPA99V2003 : calcul de la quantité d'armatures transversale mini :

$$A_t = 0.003 \cdot S_b$$

## Chapitre V : FERRAILLAGE DES PORTIQUE

L'utilisation de logiciel Robot :

Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés

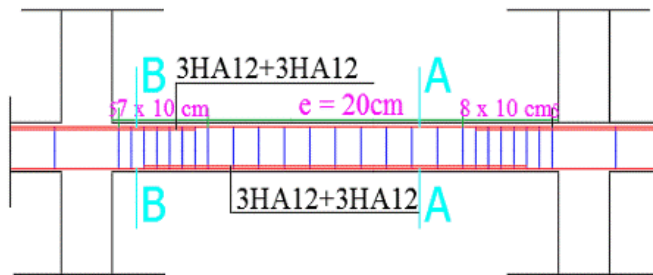
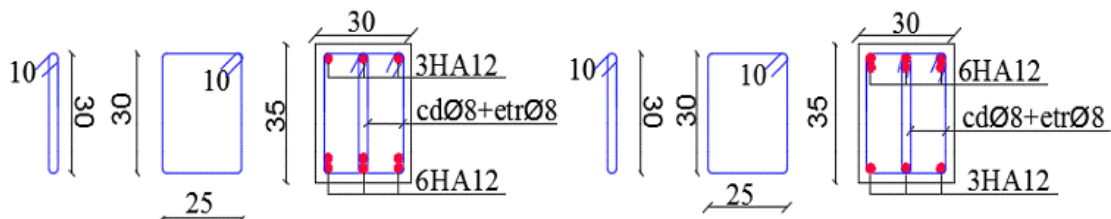
Présentation des résultats dans un Tableau:

Type	Séction	localis	M (kn.m)			A (cm <sup>2</sup> )	Aadopt e (cm <sup>2</sup> )	Nbre de barre
			ELU	ELS				
1	30×35	travée	8.80	9.32		1.1	3.93	3HA12
		appuis	-12.64	-6.42		2.4	3.93	3HA12

**Tableau V.2 : Ferrailages des poutres secondaires**

Coupe A-A

Coupe B-B



ferrailage poutre secondaire.

### V.3. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des moments fléchissant en tête et la base dans les sens transversaux et longitudinaux, des efforts normaux, des efforts tranchants. Ils seront donc calculés en flexion composée, la fissuration étant comme peu préjudiciable. La section d'armature obtenue par :

$A = \max(A_u, A_{min}, A_{rpa})$  avec :

$A_u$  : Section d'armature calculée en flexion composée à l'aide de logiciel

EXPERT.

#### Condition de non fragilité :

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée on doit vérifier la condition suivant :

$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \cdot f_{c28} / f_e$$

#### Condition de l'RPA 99 Art 7.4.2 :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets

Leur pourcentage minimale sera de : 0.8% en zone IIa

Leur pourcentage maximale sera de :

- 3% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Le diamètre minimum est de 12mm

La longueur minimale des recouvrements est de :  $\phi 40$  en zone IIa ; La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm

#### Calcul de ferrailage des poteaux :

#### Calcul des armatures transversales :

##### ✓ Selon BAEL 91 :

- Le diamètre des armatures transversales au moins égale à  $\frac{1}{3} \Phi_l$ .
- Leur espacement est au plus égale à :  $(15\Phi_l, a + 10cm, 40cm)$ .

##### ✓ Selon RPA 99

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h f_e} \quad \text{Tel que :}$$

## Chapitre V : FERRAILLAGE DES PORTIQUE

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h$  : hauteur total de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de

La rupture par effort tranchant ; il est pris égale à 2.5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égale à 5 et à 3.75 dans le cas contraire.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.57}{0.5} = 4.99 \Rightarrow \rho = 3.75 .$$

$t$  : l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée

dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :

$$\left\{ \begin{array}{ll} t \leq \min(10\Phi, 15cm) & \text{en zone I et IIa} \\ t \leq 10cm & \text{en zone IIb et III} \end{array} \right\} \Rightarrow t = 10cm .$$

- Dans la zone courante :

$$\left\{ \begin{array}{ll} t \leq 15\Phi_l & \text{en zone I et IIa} \\ t \leq \min\left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10\Phi_l\right) & \text{en zone IIb et III} \end{array} \right\} \Rightarrow t = 15cm .$$

Où  $\Phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On à :

$$A_t = \frac{0.1 \times 3.75 \times 105.2 \times 10}{0.50 \times 400} = 1.97cm^2$$

La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{t.b}$  en % donnée comme suit :

-Si  $\lambda_g \geq 5$  : 0.3% .

-Si  $\lambda_g \geq 3$  : 0.8% .

-Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$A_{t \min} = 1.97 < A_t \dots \dots \dots$ OK.

### -Calcul de la longueur de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est de :  $40 \Phi$  en zone Iia.

Soit la longueur de recouvrement  $L=100cm$ .

**5-2-3) Diverses vérifications :**

- **Vérification à L'ELS ( $\sigma_{bc}; \sigma_s$ ):**

- Contrainte maximale de compression de béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  .
- Contrainte maximale de traction des aciers :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$  .

La vérification est faite à l'aide de logiciel **SOCOTEC**.

- Contrainte admissible de béton comprimé  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$
- Contrainte admissible d'acier tendu  $\bar{\sigma}_s = 400 MPa$  .

Section	M <sub>s</sub> (KN.m)	N <sub>s</sub> (KN)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	vérification
<b>40x40</b>	73.38	137.33	8.7	127.7	OK

- **Vérification au flambement :**

La vérification du flambement dans les poteaux consiste à

la vérification de la condition suivant :  $\lambda < 70, \lambda = \frac{L_f}{i}$  .

- $l_f$  : étant la longueur de flambement :  $l_f = 0.7l_0$  .
- $i$  : rayon de giration de la section, calculé dans le plan de flambement  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  .
- $I$  : moment quadratique de la section dans le plan de flambement.
- $B$  : l'aire de section.

POTEAU	L(m)	L <sub>f</sub> (m)	i	$\lambda$	$\lambda < 70$
<b>40x40</b>	3.06	2.14	0.12	17.83	OK

**ferraillage des poteaux**

Section	M <sub>max</sub> (kn .m)	N <sub>(kn)</sub>	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>ado</sub>
<b>40x40</b>	100.22	187.11	6.19	1.73	12.8	4HA16+4HA14

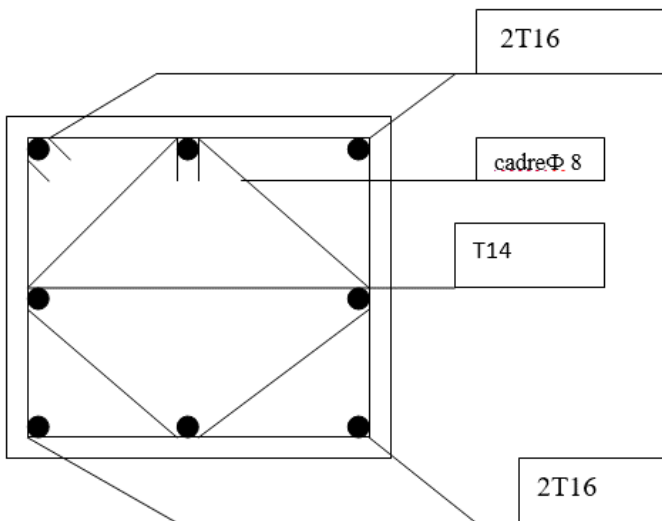


Figure V-3 : Schéma de ferrailage des poteaux (40\*40)

### V-4-Les voiles :

#### V-3-1-Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement indispensable dans les constructions en béton armé. Il a pour fonction principale de reprendre les efforts horizontaux dus aux actions climatiques (vent) ou géologiques (séisme). En plus de ces sollicitations horizontales, le voile est également soumis à des efforts verticaux, notamment les charges permanentes (G) et les surcharges d'exploitation (Q).

Ainsi, le ferrailage des voiles consiste à dimensionner les armatures longitudinales et transversales de manière à résister à une flexion composée résultant de l'interaction entre ces sollicitations verticales et horizontales, y compris les effets dynamiques sismiques.

#### V-3-2-Conception :

La disposition des voiles dans une structure doit répondre à des critères précis afin d'assurer un comportement optimal de l'ouvrage sous sollicitations sismiques ou de vent. Les principes suivants doivent être respectés :

- **Minimisation de l'excentricité** : les voiles doivent être placés de manière à réduire au maximum les effets de torsion dus à une excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité.
- **Répartition équilibrée** : les voiles ne doivent pas être trop éloignés les uns des autres afin d'éviter une trop grande flexibilité du plancher, ce qui pourrait entraîner des déformations excessives.
- **Équilibre des rigidités** : il est essentiel que la structure conserve une rigidité équivalente dans les deux directions principales (X et Y), afin de ne pas déséquilibrer la réponse dynamique du bâtiment.

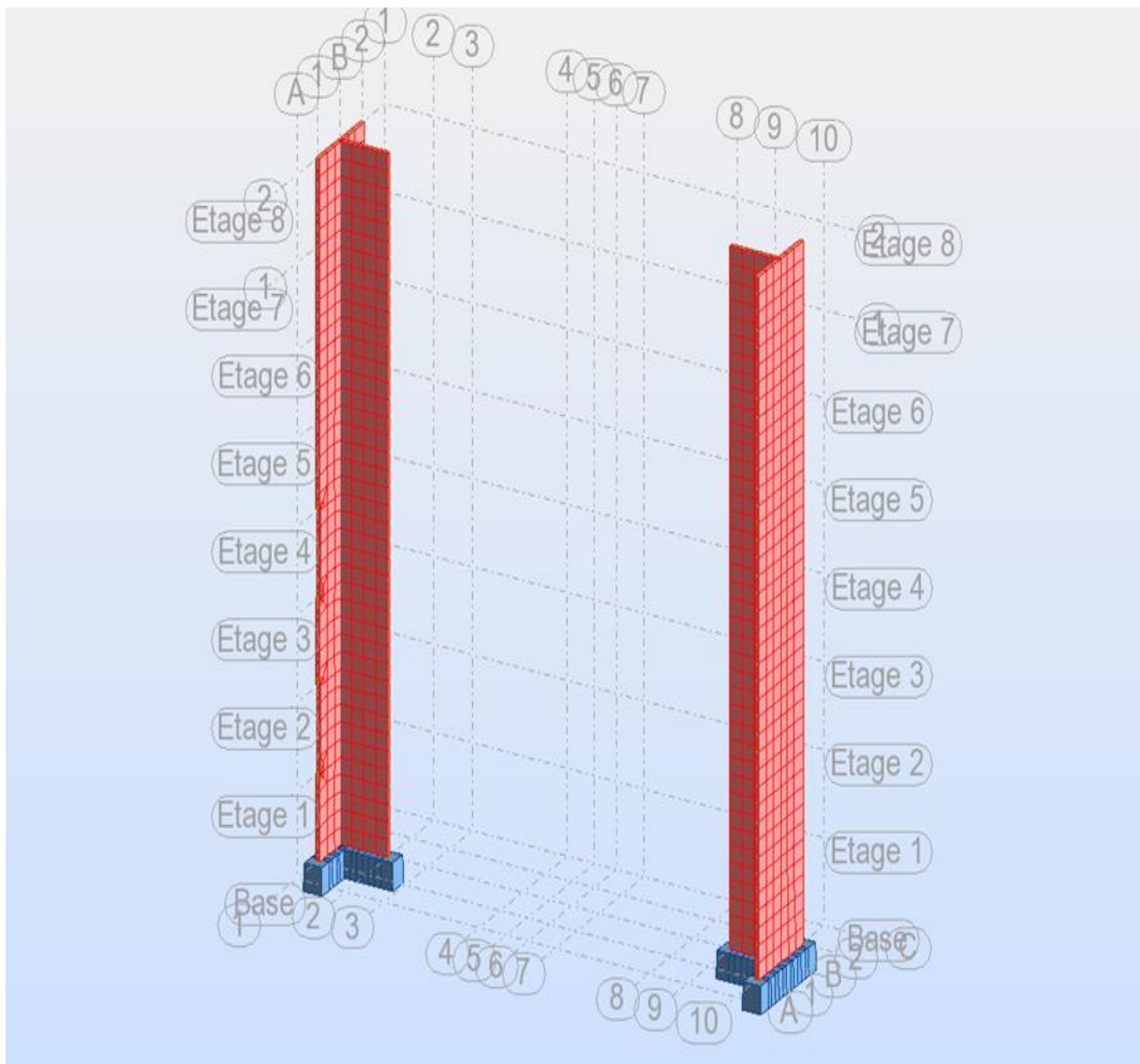


Figure V-4-Schéma de disposition des voiles.

### V-3-3-Aciers verticaux : (article 7.7.4.1.RPA99/2003) :

#### 1. Armatures verticales minimales :

Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 0,20 % de la section horizontale de béton (épaisseur × longueur tendue).

#### 2. Concentration des armatures :

Il est autorisé de concentrer les armatures verticales à l'extrémité du voile ou trumeau, à condition que la section totale reste  $\geq 0,20$  % de la zone tendue.

#### 3. Ligatures et cadres horizontaux :

Les barres verticales extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux espacés au plus de l'épaisseur du voile.

#### 4. Compression aux extrémités :

Si les extrémités subissent des efforts de compression importants, les barres verticales doivent suivre les règles des poteaux (ex. : taux d'armatures, confinement...).

#### 5. Disposition en hauteur :

Au dernier niveau, les barres verticales doivent avoir des crochets en tête.

Dans les autres niveaux : jonction par recouvrement, sans crochet.

#### 6. Espacement réduit en extrémités :

À chaque extrémité du voile :

- Réduire de moitié l'espacement des barres verticales sur 1/10 de la longueur du voile.
- Espacement max dans cette zone : 15 cm

### V-3-4-Aciers horizontaux : (article 7.7.4.2.RPA99/2003) :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135°, avec une longueur d'ancrage de  $10\varnothing$ .

Exception : si des talons de rigidité existent et que leurs dimensions permettent un ancrage droit, les crochets ne sont pas obligatoires.

#### Règles communes de ferrailage (horizontales et verticales) :

##### Pourcentage minimal d'armatures dans les voiles :

- Globalement : 0,15 % de la section du voile.
- En zone courante : 0,10 %.

### Espacement des barres (horizontales et verticales) :

- $S \leq 1.5 \times a$  (a = épaisseur du voile)
- $S \leq 30 \text{ cm}$

La plus petite de ces deux valeurs s'applique.

### Épingles de liaison :

- 4 épingles/m<sup>2</sup> doivent relier les deux nappes d'armatures.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être placées à l'extérieur.

### Diamètre maximal des barres :

- $\emptyset \leq 1/10$  de l'épaisseur du voile (hors zones d'about).

### Recouvrements des barres :

- $40\emptyset$  : si renversement possible des efforts (zones alternées).
- $20\emptyset$  : si la zone est toujours comprimée sous toutes les combinaisons de charges.

### Joint de reprise de bétonnage :

- L'effort tranchant dans les joints est repris par des aciers de couture :

$$A_{vj} = 1,10 \times \bar{V} / f_e$$

(où  $\bar{V}$  est l'effort tranchant moyen, et  $f_e$  la contrainte admissible de l'acier)

- Ces aciers de couture doivent s'ajouter aux aciers tendus nécessaires pour équilibrer les moments de renversement.

### V-4-5- Méthode de calcul :

On applique la méthode des contraintes (la formule classique de la Résistance des Matériaux) pour obtenir :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I}$$

Avec les paramètres suivants.

- N : effort normal appliqué .
- M : moment fléchissant appliqué .
- A : section du voile .

## Chapitre V : FERRAILLAGE DES PORTIQUE

- $V$  : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée .
- $I$  : moment d'inertie .

### Combinaisons de calcul :

Conformément au RPA 99, les combinaisons d'actions à prendre en compte pour l'évaluation des sollicitations et des déformations de calcul sont les suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Où :

- $G$  : représente les charges permanentes .
- $Q$  : représente les charges d'exploitation .
- $E$  : représente l'action sismique .

### V-4-6-Calcul ferrailage des voiles plain :

SENS X-X :

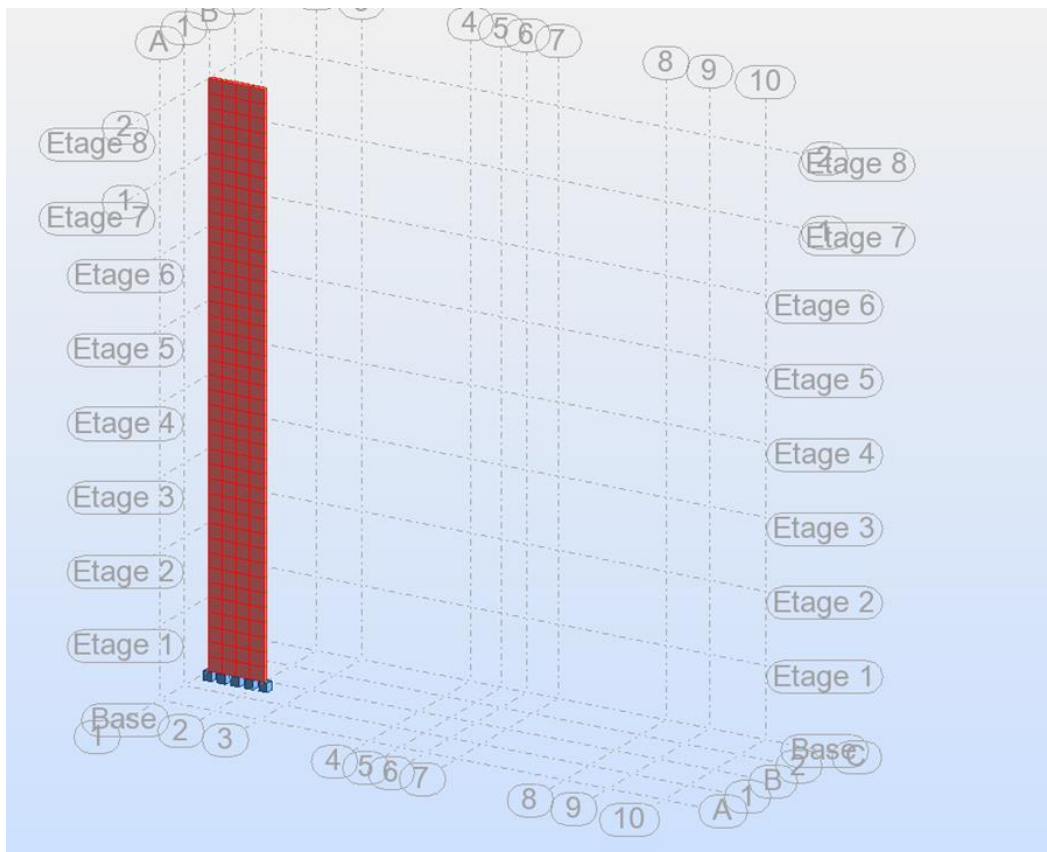


Figure V-6-Schéma de voiles x-x.

Sens Y-Y :

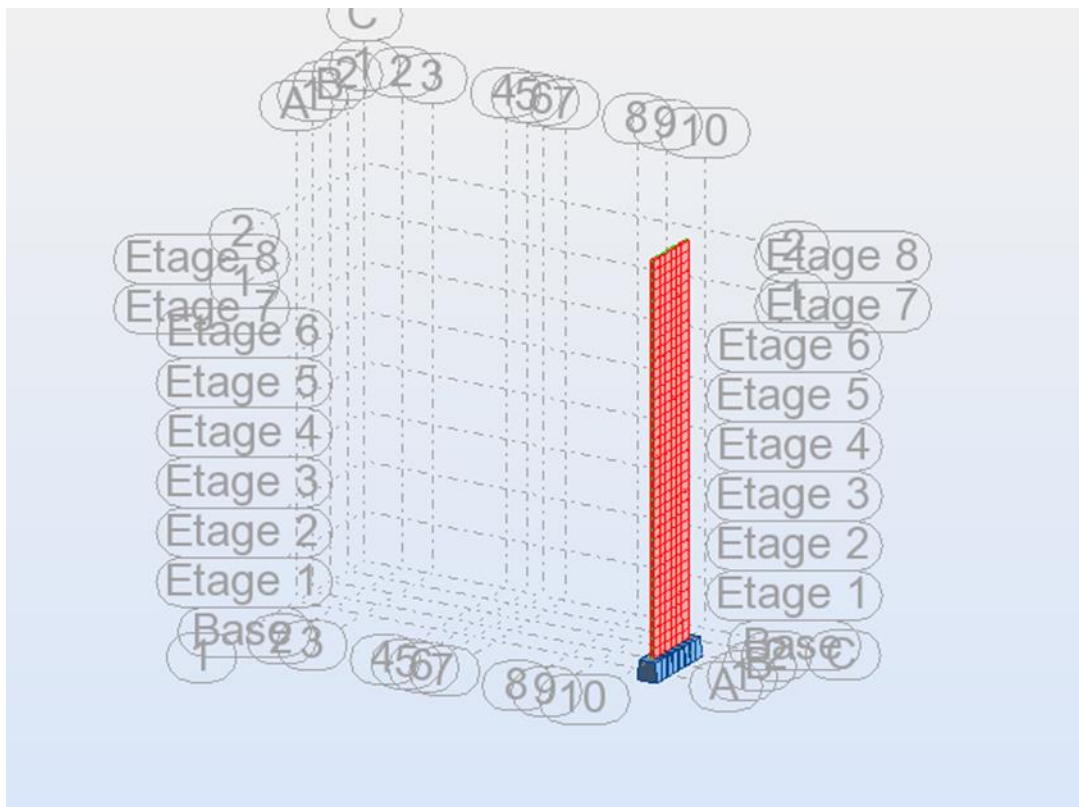


Figure V-7-Schéma de voiles y-y.

- Ferrailage longitudinales des voiles:

Voile X-X :

- Les voile de largeur = 2.5m

Niveau	M (KN.m)	N (KN)	Acalcul	ARPA	Aadopté
1-7	1063.22	1278.48	8.6	4.5	10HA12

Tableau V-3- Ferrailage longitudinale de voile de largeur =2.5m. -

On adople

17.2 / 2 face  $\implies$  8.6 /face  $\implies$  8HA12

Donc

Sur dons 1 m  $\implies$  8HA12 / e = 12.5 cm

## Chapitre V : FERRAILLAGE DES PORTIQUE

Voile Y-Y:

Les voile de largeur = 2 m

Niveau	M (KN.m)	N (KN)	Acalcul	ARPA	Aadopté
1-7	1063.22	1278.48	8.6	4.5	10HA12

**Tableau V-4- Ferrailage longitudinale de voile de largeur =2m.**

Vérification de contrainte de cisaillement

: Vérification au cisaillement :

Selon RPA 99 « Version 2003 » (Art 7.7.2 P57), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$\tau_b$  Avec est la contrainte de cisaillement dans le béton

Où :  $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b.d}$  avec ;  $\bar{V} = 1.4 V_{calcul}$

$b_0$  : l'épaisseur de voile ;

$d$  : hauteur utile égale 0.9h ;

$h$  : hauteur totale de la section brute ;

**SENSX-X :**

Largeur(m)	H(m)	V <sub>u</sub> (kn)	$\tau_b$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
2.5	3.06	1273.84	2.04	5	OK

**Tableau IV-16- Vérification au cisaillement de voile sens X-X.**

**SENSX-Y**

Largeur(m)	H(m)	V <sub>u</sub> (kn)	$\tau_b$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
2	3.06	1273.84	2.04	5	OK

### Ferraillages horizontales des voiles :

Selon RPA 99 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section de voile 0,15%.

- En zone courante 0,10%.

$$A_T = 0,0015 \cdot b \cdot h = 3 \text{ cm}^2$$

L'espace est égale à :  $S = 20 \text{ cm}$

### Distribution constructive :

Selon RPA 99 :

- L'espace des armatures horizontales et verticales doit être inférieure à la plus petite des deux valeurs suivantes :

En zone nodal  $S \leq 1,5 a = 30 \text{ cm}$

En zone courant  $S \leq 30 \text{ cm}$

$S = 10 \text{ cm}$

$S = 20 \text{ cm}$

### Longueur de recouvrement :

Selon RPA 99 :

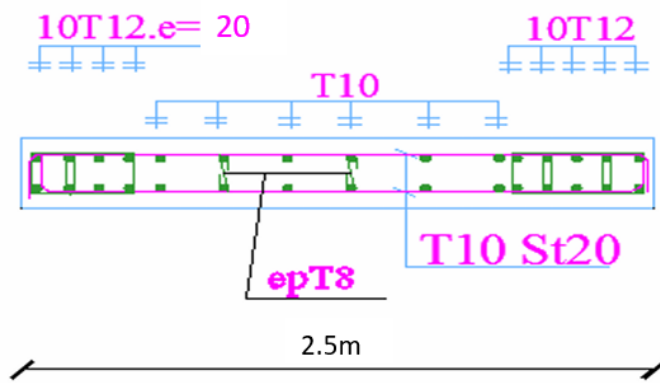
Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

$40\varnothing = 48 \text{ cm}$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

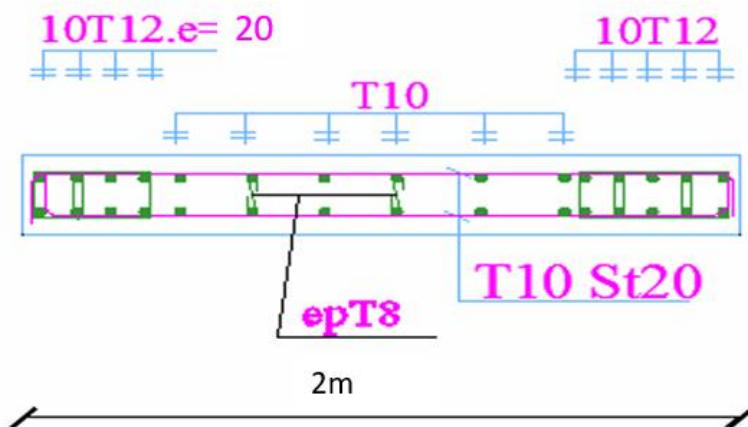
$20\varnothing = 24 \text{ cm}$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge

- Schéma de ferrailage des voiles :

Sens X-X :



Sens Y-Y:



**Chapitre VI**  
**Etude de**  
**l'infrastructure**

### VI -1/Introduction :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple). L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réalise l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurant la liaison avec le sol et la répartition des efforts.
- Limite les tassements différentiels à une valeur acceptable.

### VI -2/Classification des fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

#### 2-1/Fondations superficielles :

Les fondations superficielles sont employées lorsque le sol présente une bonne capacité portante. Elles assurent une transmission directe des charges vers le sol à travers des éléments tels que les semelles isolées, les semelles filantes et les radiers.

#### 2-2/Fondations profondes :

- ✓ Fondations sur puits (semi profondes).
- ✓ Fondations sur pieux (profondes).

#### 2-3/Fondations spéciales :

- Fondation en présence de sous-pression d'eau
- Fondation sur terrain instable
- Fondation antivibratile

Dans le cas de notre structure, le choix s'est porté sur une fondation superficielle.

### VI -3/Choix de type de fondations :

- Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres.
- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation et sa profondeur.

### Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :

VI -3-1-Semelle isole : Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $Nu$  qui est obtenu à la

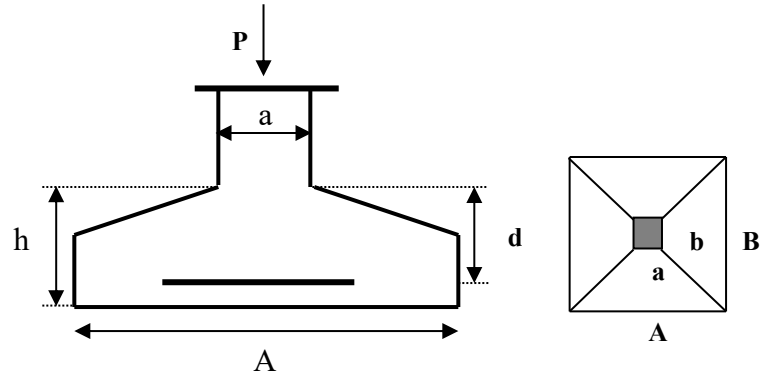
base de tout les poteau du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{Nu}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

**Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{Nu}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$



- On a :

$$Nu = 2554.6 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 160 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 3.99 \text{ m}$$

**Remarque:-**

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable

### VI -3-2-Semelles filantes :

L'effort normal supporté par une semelle filante est égal à la somme des efforts normaux transmis par tous les poteaux alignés sur un même axe (ou dans une même ligne).



Figure VI.2: représente Semelle filante

$$\sigma_{sol} \geq \frac{Nu}{S} = \frac{1.35G + 1.5Q}{B L}$$

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$ )

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile.

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

$$B \geq \frac{Nu}{\sigma_{sol} L}$$

- Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

	Voile	L (m)	B (m)	S = B x L [m <sup>2</sup> ]	S <sub>t</sub>
<b>V1-2.65</b>	4234.7	2.65	7.99	21.17	105.85
<b>V2-3</b>	3845.5	3	6.4	19.22	38.45
<b>V3-2.5</b>	4611.75	2.5	9.22	23.06	46.11
<b>V4-2.80</b>	4169.9	2.80	7.44	20.84	41.69
<b>V5-2</b>	5770.57	2	14.42	28.85	28.85
<b>Surface des semelles isolées</b>					210.56
					$\Sigma = 482.4m^2$

La surface des semelles est : S = 482.4 m<sup>2</sup>.

- Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{482.4}{188.90} = 2.55$$

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'un radier général.

### VI -4/ Etude du radier général :

Lorsque la capacité portante du sol est faible, les semelles isolées deviennent très larges, allant parfois jusqu'à occuper tout l'espace entre les poteaux. Dans ce cas, il est judicieux d'opter pour un radier général, une fondation superficielle couvrant l'ensemble de la surface bâtie.

Le radier offre une surface de répartition des charges maximale pour une emprise donnée, ce qui permet de réduire la pression de contact avec le sol. Cette configuration assure généralement un coefficient de sécurité élevé vis-à-vis de la rupture.

#### VI -4-1/ Dimensions du radier :

➤ Épaisseur du radier :

L'épaisseur (ou hauteur) du radier est déterminée à partir des conditions suivantes :

**a. Condition forfaitaire :**

Il faut respecter la condition suivante  $40 \text{ cm} \leq h_r \leq 1 \text{ m}$ .

$$h \geq L_{\max}/20 \quad (\text{DTR BC 2331})$$

Telle que :  $L_{\max} = 4.90 \text{ m} \rightarrow h_r \geq 24.5 \text{ cm}$ .

On prend :  $h_r = 60 \text{ cm}$ .

➤ Nervure :

- La hauteur de la nervure :

1. Condition forfaitaire :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

- ✓  $L_{\max}$ : la longueur maximale entre axes des poteaux.
- ✓  $L_{\max} = 4.90 \text{ m}$  D'où :  $h_n \geq 50 \text{ cm}$ .

Il faut respecter la condition suivante  $0,5 \text{ m} \leq h_n \leq 1,5 \text{ m}$ .

2. Condition de la longueur élastique :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

Où :

- $L_{\max}$  : la plus grande distance entre deux files de poteaux parallèles ;
- $L_e$  : la longueur élastique équivalente du radier.

La longueur élastique  $L_e$  est donnée par la formule suivante :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

Avec :

- $E$  : module d'élasticité du béton.
- $I$  : moment d'inertie d'une bande d'un mètre de largeur du radier.
- $K$  : coefficient de raideur du sol.
- $b$  : largeur du radier.

Avec

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\text{D'où : } h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E \pi^4}}$$

$$L_{\max} = 4.90 \text{ m} , E = 3.21 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2 , K = 40000 \text{ KN/m}^3$$

$h_n > 70.78 \text{ cm}$

On adopte :  $h_n = 1.2 \text{ m}$  et  $b = 45 \text{ cm}$ .

✓ Le choix final :

Afin de satisfaire les trois conditions mentionnées précédemment, nous avons choisi de réaliser un radier nervuré d'une épaisseur de  $h_r = 60 \text{ cm}$ , complété par des nervures d'une hauteur de

$h_n = 1.2 \text{ m}$  Ces nervures seront disposées dans les deux directions perpendiculaires afin d'assurer une rigidité uniforme à l'ensemble du radier.

VI -4-2/Calcul de la surface minimale du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{\sum Nu}{S_{\min}} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{D'ou : } S_{\min} \geq \frac{\sum Nu}{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{sol} = 16 \text{ t/m}^2$$

$$Nu = 1853,52 \text{ t}$$

$$\text{Donc : } S_{\min} = 908 \text{ m}^2$$

➤ Vérification de non poinçonnement : (Art A.5.2.4 CBA93-page 48)

Le poinçonnement résulte de l'expulsion localisée d'un bloc de béton de forme tronconique, avec un angle d'environ  $45^\circ$ , autour de la zone d'appui concentré. Nous devons vérifier .

$$Nu \leq 0.045 \times \mu c \times \frac{h_r \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$Nu = 1853,52 \text{ t}$$

$$Nu = 18.53 \text{ KN}$$

$\mu c$ : Périmètre de contour cisailé.

projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu c = 2(A + B + 2h) = 2(0.4 + 0.4 + 2 \times 0.5) = 3.6 \text{ m}$$

$$Nu = 2.047 \text{ MN}$$

La condition de poinçonnement est vérifiée conformément aux exigences réglementaires. Par conséquent, il n'existe aucun risque de rupture du radier par poinçonnement au droit des appuis considérés.

Condition de résistance au cisaillement:

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.05 * f_{c28} = 0.05 * 25 = 1.25 \text{ MPA}$$

L'effort tranchant est vérifié au droit de l'appui formé par le voile le plus sollicité, qui transmet un effort normal important au radier. Dans ce cas, le voile agit comme un appui concentré sur le radier renversé, générant une contrainte localisée nécessitant une vérification spécifique de l'effort tranchant.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$b = 1 \text{ m} , d = 0.9h = 0.45 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{Q_u \times L_{\max}}{2}$$

$$Q = \frac{Nu}{S_r} = 0.16 \text{ MPA}$$

$$S_r = 115.84 \text{ m}^2$$

$$V_u = 0.20 \text{ MN/m}$$

$$\tau_u = 0.20 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 1.25 \text{ MPa}$$

➤ Vérification au non soulèvement (effet de sous pression) :

La stabilité du radier vis-à-vis du soulèvement dû à la pression de l'eau est vérifiée à l'aide de la condition suivante :

$$W \geq F_s \times \delta \times Z \times S$$

- $W = W\{\text{bâtiment}\} + W\{\text{radier}\} = 2639,31 \text{ t}$  : poids total de la structure et du radier.
- $F_s = 1,5$  : coefficient de sécurité (selon les prescriptions du règlement).
- $\Delta = 1 \text{ t/m}^3$  : poids volumique de l'eau.
- $Z = 1,50 \text{ m}$  : hauteur d'ancrage du radier.
- $S = 284,32 \text{ m}^2$  : surface totale du radier.

$$F_s \times \delta \times Z \times S = 1,5 \times 1 \times 1,5 \times 284,32 = 639,72 \text{ t}$$

Comparaison :

$$2639,31 \text{ t} \geq 639,72 \text{ t}$$

La condition est vérifiée → Aucun risque de soulèvement du radier dû à la sous-pression

### VI -4-3- Vérification de la contrainte du sol sous le radier :

#### 1 Etat limite de service (ELS) :

$$\overline{\sigma_s} = 16 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser} + Prad}{S_{rad}} < \overline{\sigma_s}$$

$$\sigma_{sol} = 8.14 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Etat limite ultime (ELU) :  $\overline{\sigma_s} = 1.5 * 20 = 30 \text{ t/m}^2$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ult} + Prad}{S_{rad}} < \overline{\sigma_s}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{139.54 + 908}{90.8} = 11.53 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

### VI -5- Ferrailage du radier :

Le radier est analysé comme un plancher renversé reposant sur les voiles porteurs. Le dimensionnement et le ferrailage des différents panneaux ont été effectués selon la méthode recommandée par le CBA 93, garantissant une répartition efficace des armatures en fonction des sollicitations.

Compte tenu de l'exposition possible du radier à des variations du niveau d'eau (immersion et émergence en eau douce), la fissuration est jugée préjudiciable. Ainsi, une attention particulière a été portée à la limitation de l'ouverture des fissures pour assurer la durabilité de l'ouvrage.

Les panneaux constituant le radier, soumis à une contrainte moyenne uniformément répartie, sont modélisés comme des dalles appuyées sur quatre côtés, ce qui permet une répartition bidirectionnelle des efforts et une optimisation du ferrailage.

#### VI -5-1- Méthode de calcul :

Le radier a été dimensionné à l'aide de la méthode des éléments finis, intégrée dans le logiciel de calcul ROBOT.

Cette méthode permet une modélisation précise des sollicitations dans les panneaux du radier en tenant compte de la géométrie, des appuis (voiles) et des charges appliquées.

Le ferrailage a ensuite été déterminé à l'aide du logiciel FOND 3, qui exploite les résultats issus du calcul par éléments finis pour générer automatiquement les armatures nécessaires, conformément aux normes en vigueur (CBA 93).

#### VI -5-2- Calcul de radier:

- ✓ Surface en plan du bâtiment : 188.90 m<sup>2</sup>
- ✓ Poids total de la superstructure : 1257.53 tonnes

## Chapitre VI :Etude de l'infrastructure

- ✓ Profondeur d'ancrage : 1,50 m
- ✓ Poids volumique des terres : 17 000 kg/m<sup>3</sup>
- ✓ Pression admissible du sol
- ✓ Présence de nappe phréatique : Non
- ✓ Moment fléchissant sur appuis :  $0.5 \cdot M_t$
- ✓ Moment fléchissant en travée :  $0.8 \cdot M_t$
- Vérification au poinçonnement :
  
- ✓ Surface d'impact (pied du voile/poteau) :  
A = 0,40 m ; B = 0,40 m
- ✓ Effort normal maximal transmis  
N = 138,08 tonnes
- ✓ Épaisseur utile du radier pour le poinçonnement :  
h = 0,60 m = 600 mm
- Dimensions du panneau de radier à calculer :
  
- ✓ Dans le sens XX : L = 4.50 m
- ✓ Dans le sens YY : L = 3.90 m
- ✓ Radier nervuré ? Non
- ✓ Épaisseur adoptée du radier : 0.5 m (500 mm)
  
- Hypothèse de modélisation

Le radier est modélisé comme une dalle continue, reposant sur plusieurs appuis ponctuels ou linéaires (les voiles porteurs), et soumis à une pression uniforme du sol.

Cette modélisation permet une répartition plus réaliste des moments et efforts internes, notamment dans les zones de concentration de charges

Resultants:

### VI -5-3-Efforts et ferrailage du radier:

Sens XX :

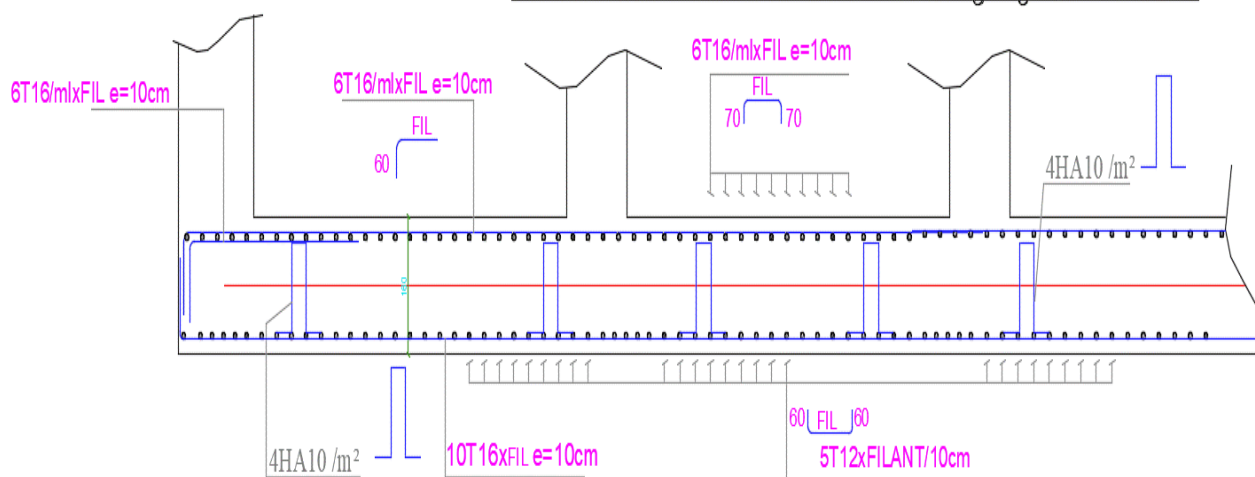
Zone	Moment fléchissant (kg·m)	Acier tendu requis (cm <sup>2</sup> /ml)	Acier tendu adopté	Section réelle (cm <sup>2</sup> /ml)	Acier comprimé
Appui	30 382,05	14	8 HA Ø16	16,08	0 cm <sup>2</sup> /ml
Travée	48 618,90	22	12 HA Ø16	24,13	0 cm <sup>2</sup> /ml

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

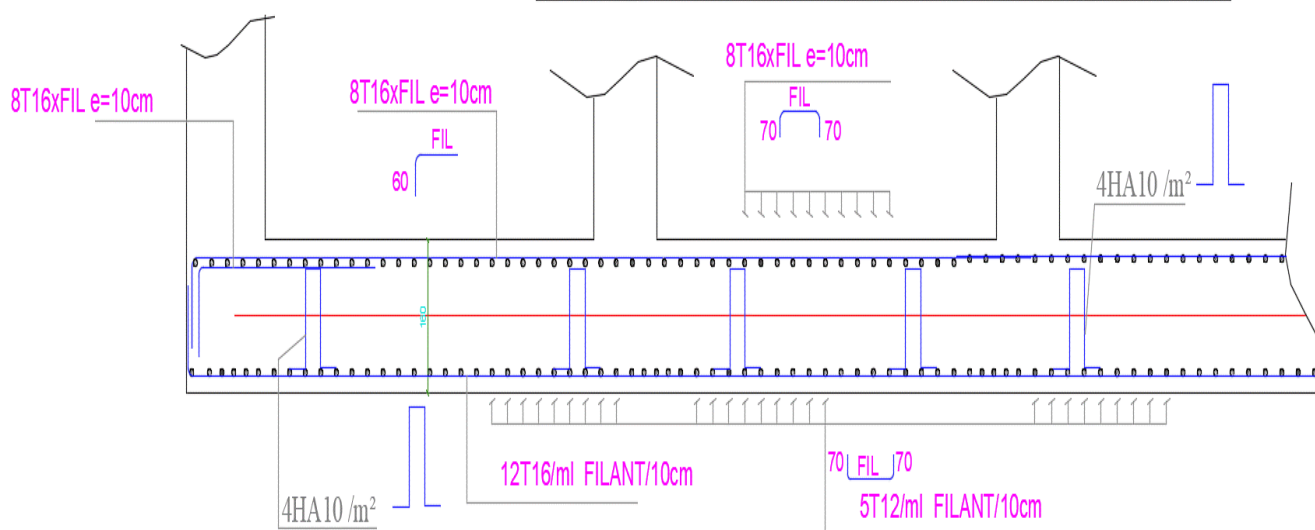
Sens YY :

Zone	Moment fléchissant (kg·m)	Acier tendu requis (cm <sup>2</sup> /ml)	Acier tendu adopté	Section réelle (cm <sup>2</sup> /ml)	Acier comprimé
Appui	25 615.80	11	6 HA Ø16	12,06	0 cm <sup>2</sup> /ml
Travée	41 006.72	18	10 HA Ø16	20,11	0 cm <sup>2</sup> /ml

### *FERRAILAGE RADIER sens y-y, e=50cm*



### *FERRAILAGE RADIER sens x-x, e=50cm*



## Conclusion

---

### - Conclusion :

Le projet de fin d'études est une phase importante dans la formation de l'étudiant Master et c'est la meilleure occasion pour lui de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les années d'étude universitaire .

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ROBOT afin d'interpréter les résultats qui nous on permit d'aboutir aux ferrailages des différents éléments de construction , ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

L'ingénieur en génie civil a proposé des solutions raisonnables ; et sur le terrain d'une manière générale une conception justifiée en tenant compte de la sécurité, l'économie et le confort.

Enfin, nous espérons que ce modeste travaille sera un point de départ pour d'autres projets de fin d'études et sera complété et enrichi.

## Bibliographie

---

---

### LES LIVRES

- D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;
- Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- Règles parasismiques algériennes « RPA99 version 2003 »;
- Pratiques du BAEL91-Jean PERCHAT et Jean ROUX- \*3eme édition 99\*;
- Cours de béton armé BAEL91-Jean- pierre MOUGIN- \*EYROLLES 1992\*;

### LOGICIELS

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015.....Calcul