

# *Dédicaces*

*A nos très chers parents qui nous ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, nos mères qui ont été à nos côtés et nous a soutenu durant toute notre vie, et nos père qui ont sacrifié toute leur vie afin de nous voir devenir ce que nous sommes, merci nos parents.*

*A toutes personnes qui nous a aider à poursuivre nos études*

*A toute nos familles.*

*A tous nos amis (es) : benahmed, Arbi, et tout la promotion de master2 génie civil.*

*A celui qui nous a collaboré dans la réalisation de ce mémoire.*

*Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.*

# Remerciement

*Avant tout remerciements, nous remercions notre DIEU aza wa djalla qui nous a mener à réaliser ce travaille et nos cher parents grâce à leurs encouragements et soutiens.*

*Nous tiendrons à remercier nos encadreurs Mr BAL et Mme. HALFAYA, pour leurs collaborations et les précieux conseils et critiques.*

*Nous tiendrons aussi à remercier les membres du jury pour avoir accepté de juger et évaluer notre travail*

*On remercie Mr DERBAL de nous avoir aidé à réaliser ce travail.*

*Nous remercions l'ensemble des enseignants qui ont contribués à notre formation et a toutes personnes ayant pris part dans la réalisation de ce modeste travail.*

*Nous remercions aussi tous nos amis pour nos discussions plus ou moins sérieuses et avec qui nous avons passé d'agréables moments.*

## ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من طابق ارضي + 9 طوابق + طابق سفلي, يتم انجازها بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **III** حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (**RPA99 version 2003**)

إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمون بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران الخرسانية المسلحة . دراسة و تحليل البناية تمت باستعمال برنامج (**SAP2000.V14**) .

كل العناصر المقاومة للبناية تم تحديد أبعادها وتسليحها طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (**RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifié 99**) .

تسليح العناصر المقاومة ( الأعمدة و العارضات ) تم بواسطة **SOCOTEC**, أما الجدران الخرسانية المسلحة تم يدويا .

نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس)

## Résumé

Le but de cette étude est l'étude d'une structure à usage d'habitation et commercial en R+9 étages+ sous sols qui sera implantée dans la wilaya d'ALGER, classée en zone **III** selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies sur le logiciel (**SAP 2000.V14**).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (**BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003**).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené sur le logiciel de ferrailage **SOCOTEC**, alors que celui des voiles et a été fait manuellement.

La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

## Abstract

The aim of this study is to design a structure for residential and commercial use of R+9 floors + underground which will be located in the Wilaya of ALGIERS, classified in zone **III** according to the Algerian payment parasismic (**RPA 99 version 2003**).

The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and the walls. The study and the analysis of this project had been established by the software (**SAP 2000.V14**).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (**BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003**).

Reinforcement of structural elements (columns, beams) was done by the software **SOCOTEC**, while the shell element was done manually.

The foundation system is consisted by rib raft foundation.

## المخلص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة مكونة من طابق تحت أرضي زائد طابق أرضي وتسع طوابق علوية.

اشتملت الدراسة على أربعة محاور:

- المحور الأول: تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع و البناية، مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر وحمولة كل عنصرا لمكونة لها.
  - المحور الثاني: دراسة الأجزاء الثانوية من البناية (المدارج و البلاطات المفرغة و المملوءة).
  - المحور الثالث: الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة برنامج SAP2000 الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية، مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل المنقحة
- أما المحور الأخير يشتمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية(الأعمدة، العارضات، و الأساسات) اعتمادا على RPA2003/ BAEL91

## Résumé

Ce projet est une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué d'un sous-sols, un rez de chaussée + 9 étages, implanté dans la commune d'Ouled Fayet, wilaya d'Alger.

Cette étude se compose de quatre parties.

- La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le prédimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.
- La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).
- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par SAP2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).
- La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres ).

En tenant compte des recommandations du BAEL91 ,modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA99 version 2003 .

## Summary

This project presents a detailed study of a building multi-use consists of one basements, a ground floor + 9 étage implanted in the wilaya of ALGER.

This study consists of four parts.

- The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements, then the pre-dimensioning structure and finally the descent of the load.
- The second part was devoted to secondary nutrients (the staircase beams, solid slabs and parapet wall).
- The dynamic study of the structure was begun in the third part determined by SAP2000 to various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).
- The last part includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (foundation, columns, beams).

Taking into account the recommendations of BAEL91, modifiée99 Algerian seismic regulations and RPA 99/2003.

# Introduction générale

L'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte des différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique et la résistance.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer les règlements en vigueur afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage.

Le projet qui nous allons étudier porte sur l'étude d'un bâtiment (*RDC+9* étages) plus un sous-sol, contreventé par un système mixte (voiles-portiques)

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a prédimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux. Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tels que les planchers, l'acrotère et les escaliers. Nous avons ensuite effectué une étude dynamique dans le quatrième chapitre afin de trouver un bon comportement de notre structure par la mise en place des voiles. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du *RPA99 version 2003*. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel *SAP2000*. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre cinq et en fin l'étude des fondations fera l'objet du sixième chapitre.

Enfin nous terminons notre travail par une conclusion générale dans laquelle nous discutons nos résultats.

# Sommaire

**Remerciements**

**Dédicace**

**Résumé**

**Liste des tableaux**

**Liste des figures**

**Liste des symboles**

**Introduction générale**

## **Chapitre I : Généralités**

I.1 Introduction .....	1
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	3
I.4. Hypothèses de calcul .....	8

## **Chapitre II : Prédimensionnement**

II.1.Introduction.....	9
II.2. Pré dimensionnement des planchers.....	9
II.3. Pré dimensionnement des poutres .....	12
II.4 Descente des charges .....	14
II.5 Pré dimensionnement des poteaux.....	18
II. 6 Pré dimensionnement des voiles.....	32

## **Chapitre III : Calcul des éléments secondaires**

III.1 introduction..... ;.....	35
III.2 Acrotère ... ..	35
III.3 Etude et calcul des planchers.....	42
III.3.1 Plancher à corps creux.....	42
III.3.2 Plancher en dalle pleine.....	60
III.4 Escaliers .....	64

## **Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique**

IV.1 Introduction.....	77
IV.2 Etude sismique.....	77
IV.3 Choix de la méthode de calcul.....	78
IV.4 Résultats de l'analyse dynamique.....	84

## **Chapitre V : Ferrailage des éléments résistant**

V.1 Introduction.....	93
V.2 Ferrailage des poteaux.....	93
V.3 Ferrailage des poutres.....	107
V.4. Ferrailage des voiles.....	118

## **Chapitre VI : Etude du sol**

VI.1 Introduction.....	140
VI.2 Etude préliminaire .....	140
VI.3 Campagne d'investigation .....	141
VI.4 Etude d'homogénéité des caractéristiques physiques et mécaniques .....	146
VI.5 Synthèse du sol .....	146
VI.6 Capacité portante .....	147

## **Chapitre VII : Etude des fondations**

VII.1 Introduction.....	150
VII.2 Fonctions assurée par les fondations .....	150
VII.3 Classification des fondations.....	150
VII.4 Choix de type de fondation.....	150
VII.5 Calcul des fondations.....	151
VII.6 Choix de type de semelle.....	153
VII.7 Voile périphérique.....	173

## **Conclusion générale**

## **Références**

## **Annexe**

## **Plans**

# **Introduction générale**

# **CHAPITRE I**

## **Présentation de l'ouvrage**

# **CHAPITRE II**

## **Pré dimensionnement**

# **CHAPITRE III**

## **Calcul des éléments secondaires**

# **CHAPITRE IV**

## **Etude dynamique et sismique**

# **CHAPITRE V**

## **Ferraillage des éléments résistants**

# **CHAPITRE VI**

## **Etude du sol**

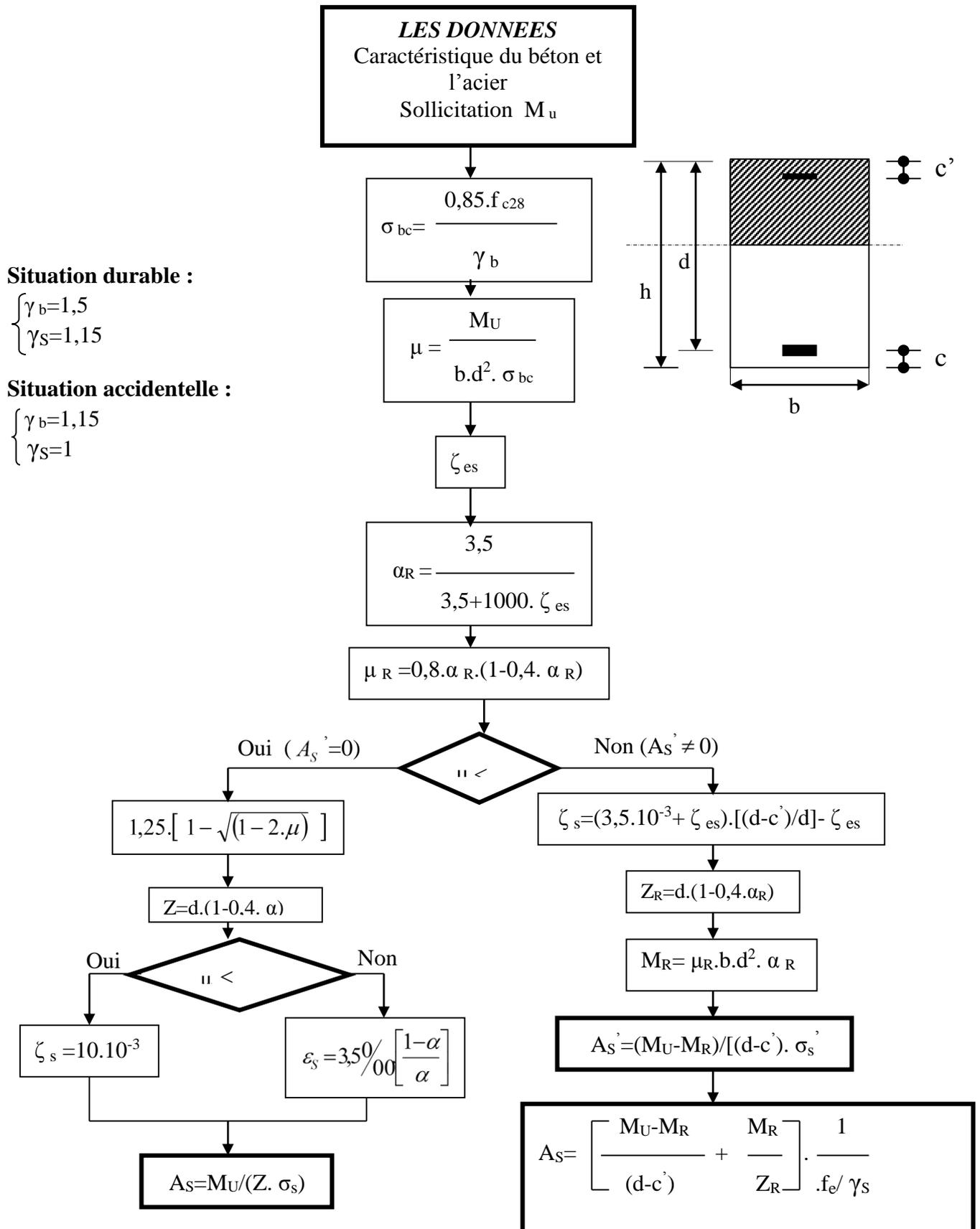
# **CHAPITRE VII**

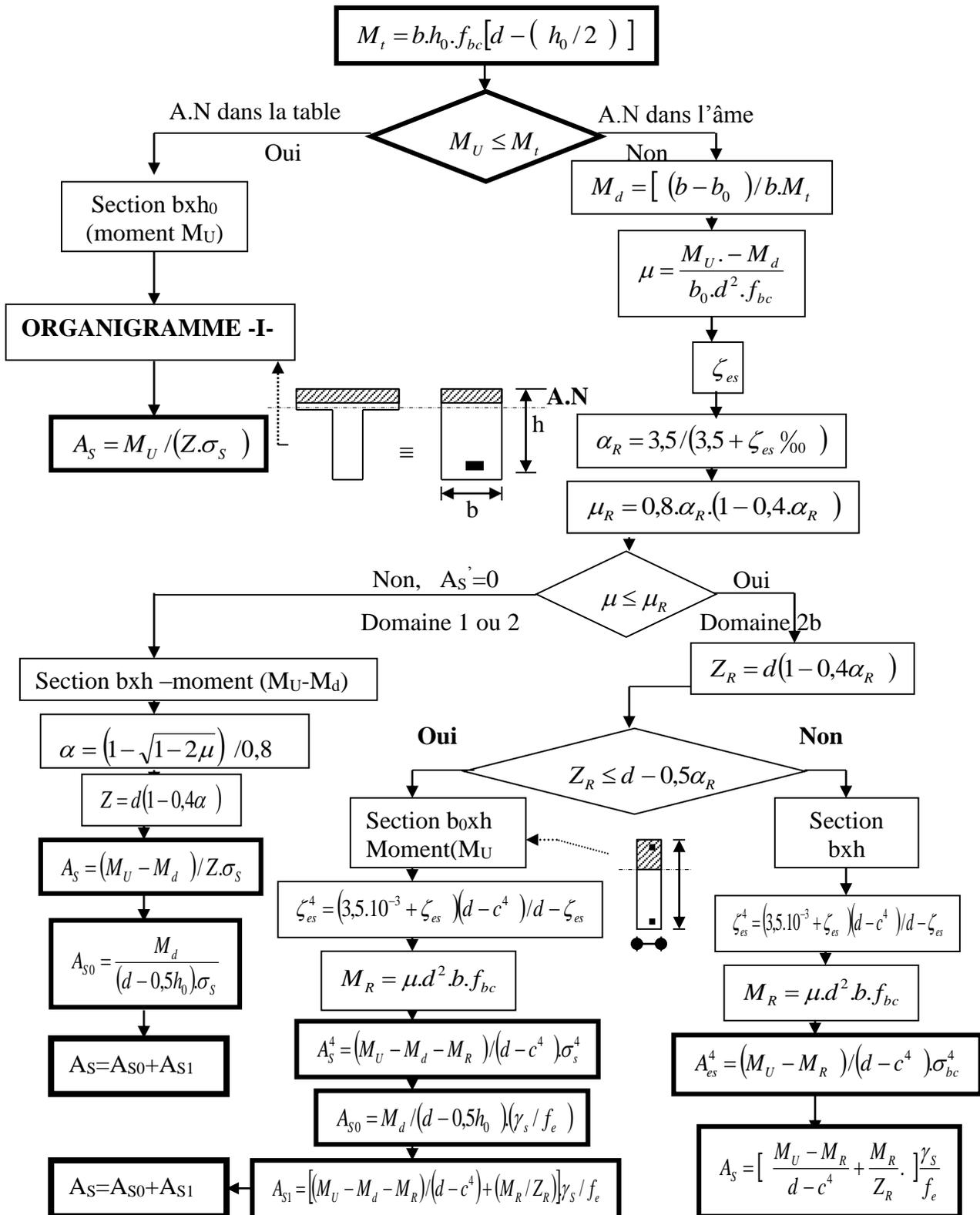
## **Etude de la fondation**

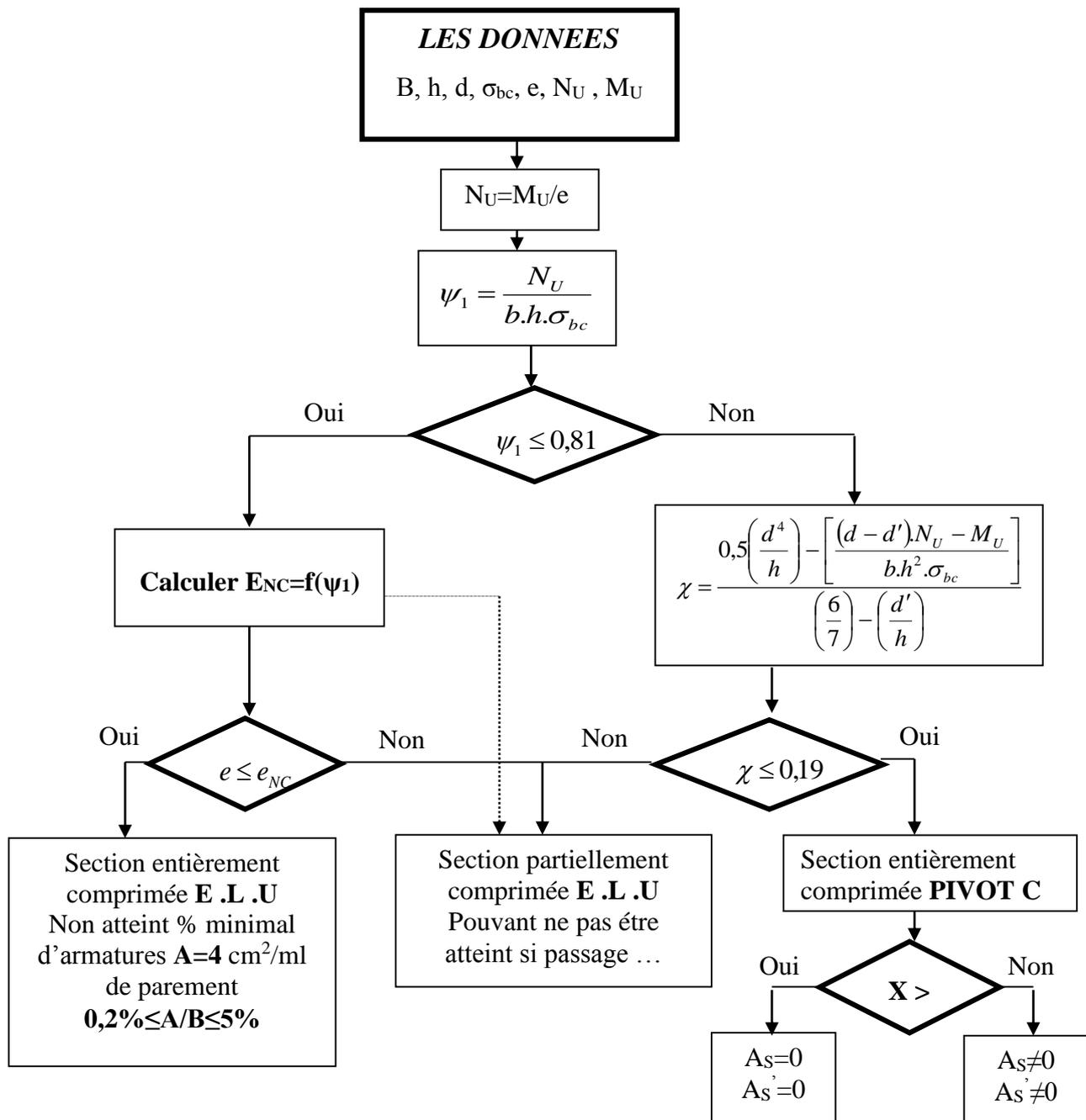
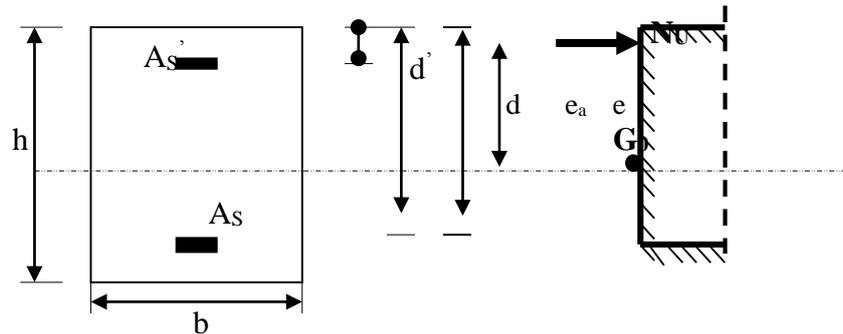
# **Conclusion générale**

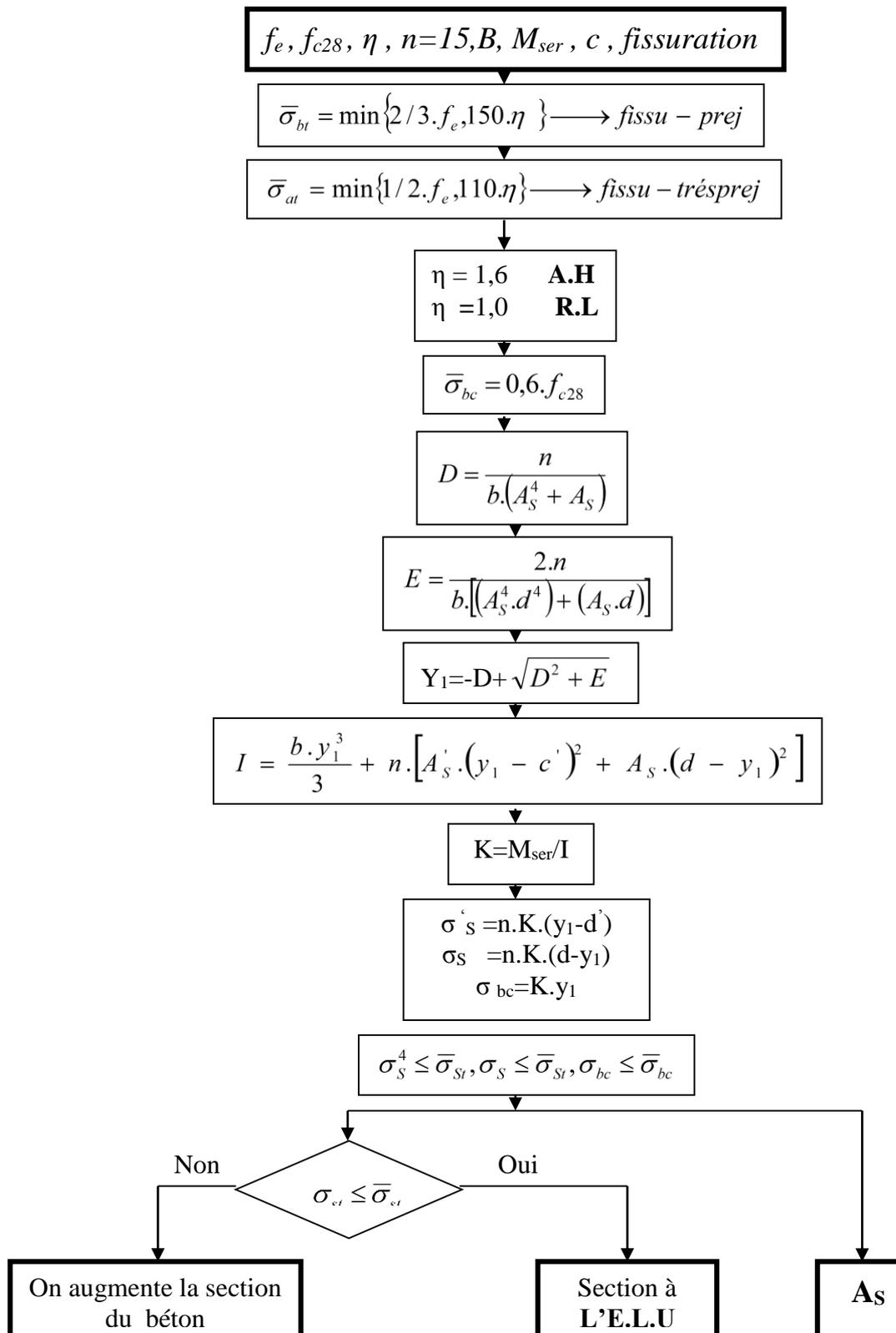
# Plans

# **Annexe**

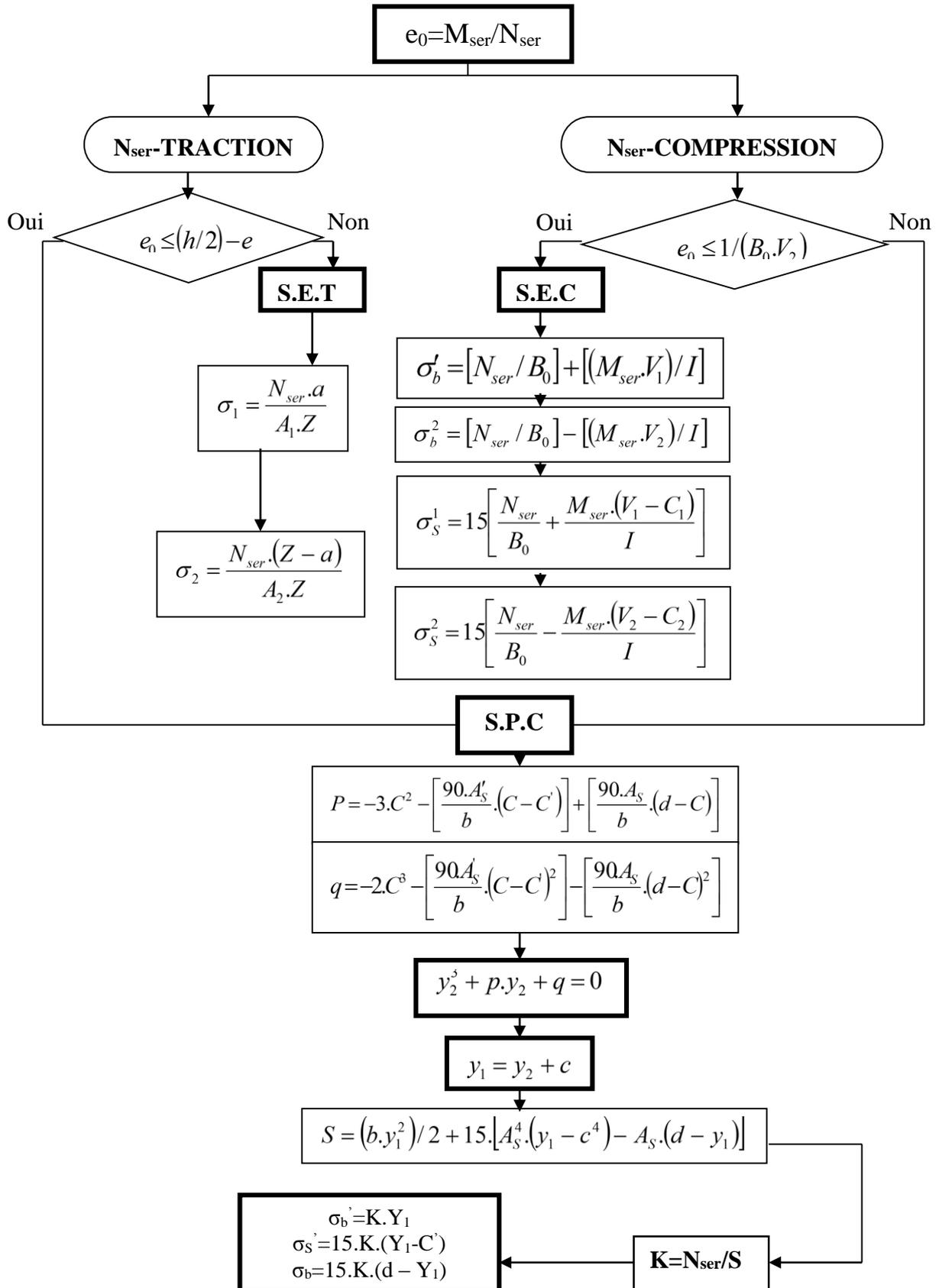
**ORGANIGRAMME -I-****SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

**ORGANIGRAMME -II-****CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

**ORGANIGRAMME -III-****CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**

**ORGANIGRAMME -IV-****VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S**

**ORGANIGRAMME-V-**  
**FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S**



## I.1. Introduction

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (**RDC+9+ISS**) à usage multiple (d'habitation, commerce et stockage), l'ouvrage sera implanté à la wilaya d'ALGER qui est classé comme zone de sismicité élevée (**Zone III**) selon le classement des zones établies par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

## I.2. Présentation de l'ouvrage

Notre ouvrage est composé de :

- 9 étages à usage d'habitation
- RDC à usage d'habitation
- Un sous sol à usage de stockage

### I.2.1. Caractéristiques géométriques

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme (+) , de dimensions suivantes:

#### a. Dimensions en élévation :

- ❖ Hauteur totale du bâtiment : ..... $H_t=31.85\text{m}$
- ❖ Hauteur d'étage courant : ..... $H = 3.15\text{m}$
- ❖ Hauteur de rez- de chaussé : ..... $H = 3.5\text{m}$
- ❖ Hauteur du 1<sup>er</sup> sous-sol : ..... $H = 3.15\text{m}$

#### b. Dimensions en plan :

- ❖ Longueur du bâtiment : ..... $L_x=29\text{m}$
- ❖ Largeur du bâtiment : ..... $L_y=29\text{m}$

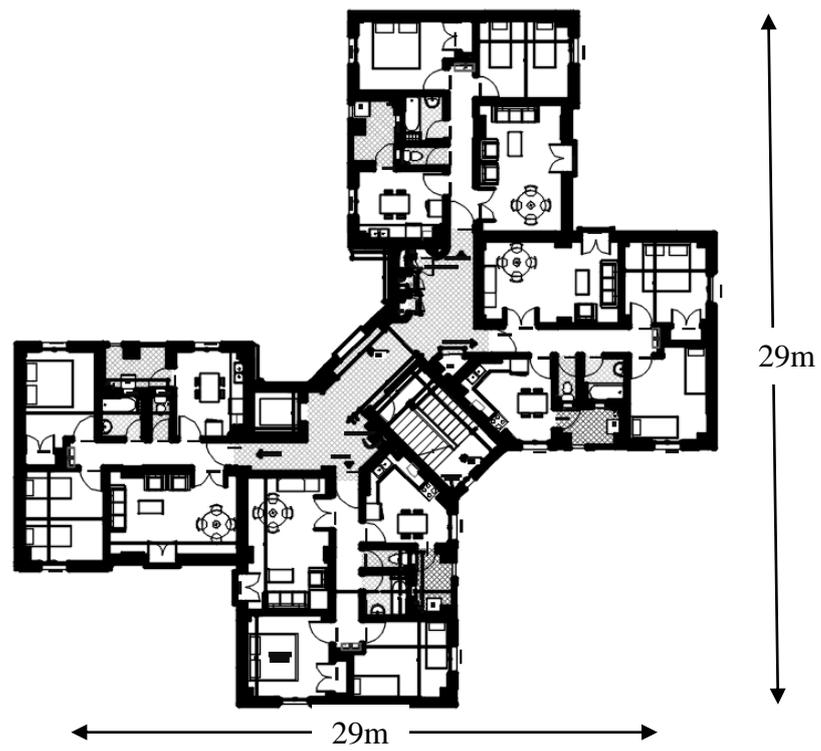


Fig.I.1.vue en plan du bâtiment.

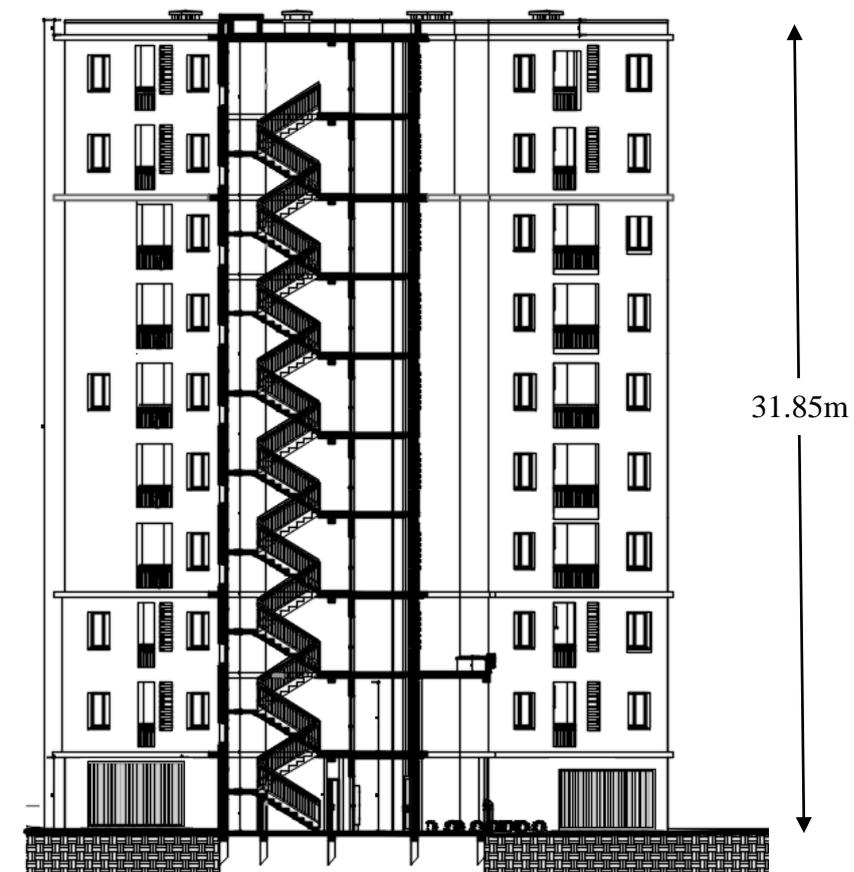


Fig.I.2. Vue en élévation du bâtiment.

### I.2.2. Ossature

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles suivant les deux sens.

### I.2.3. Classification du bâtiment

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le “ *groupe 2* », car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas *48 m* [2].

### I.2.4. Plancher

Nous avons optés pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.

Le plancher de **RDC** et **Sous-Sol** est exceptionnellement en dalle pleine puisque les charges sont très importantes (usage commercial et stockage).

### I.2.5. Escalier

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

### I.2.6. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitués d'une double parois en briques (*15 cm* et *10 cm* d'épaisseur) séparée par une l'âme d'air de *5 cm* d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de *10 cm* d'épaisseur

## I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé [1] et tous les règlements applicables en Algérie [2] et [3].

### I.3.1. Béton

#### a. Composition du béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions, de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.

2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

## b. Résistance du béton

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

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «*J*» jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de  $200,96 \text{ cm}^2$  de section et de  $32 \text{ cm}$  de hauteur [1].

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour notre étude  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

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

La résistance à la traction est notée par «*f<sub>ij</sub>*», elle est définie par la relation [1]:

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , on trouve  $f_{ij} = 2,10 \text{ MPa}$

## c. Module de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de «*Young* ou *module de déformation longitudinale*», il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

### c.1. Module d'élasticité instantané «*E<sub>ij</sub>*»

Il est mesuré à partir de la courbe ( $\sigma - \zeta$ ) d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel [1]

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{\frac{1}{3}} \quad (f_{cj} \text{ et } E_{ij} \text{ en MPa})$$

### c.2. Module d'élasticité différé «*E<sub>vj</sub>*»

Il est mesuré à partir de la courbe ( $\sigma - \zeta$ ) d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire [1]

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{\frac{1}{3}}$$

$$\text{Pour notre cas: } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818,90 \text{ MPa} \end{cases}$$

#### d. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale [1].

$$\nu = \frac{\frac{\Delta l}{l}}{\frac{\Delta L}{L}} \text{ avec } = \begin{cases} \frac{\Delta l}{l} : \text{Allongement relative de la section transversale.} \\ \frac{\Delta L}{L} : \text{Allongement relative de la section longitudinale.} \end{cases}$$

Dans le calcul, le coefficient de poisson est pris égal à :

\*  $\nu = 0$  à l'ELU (béton fissuré)

\*  $\nu = 0,2$  à l'ELS (béton non fissuré)

#### e. Poids volumique

Nous adoptons la valeur  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

#### f. Les contraintes limites de calcul

##### f.1. Contraintes à l'état limite ultime (E.L.U)

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage [1].

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ avec } \gamma_b : \text{Coefficient de sécurité}$$

Tel que :

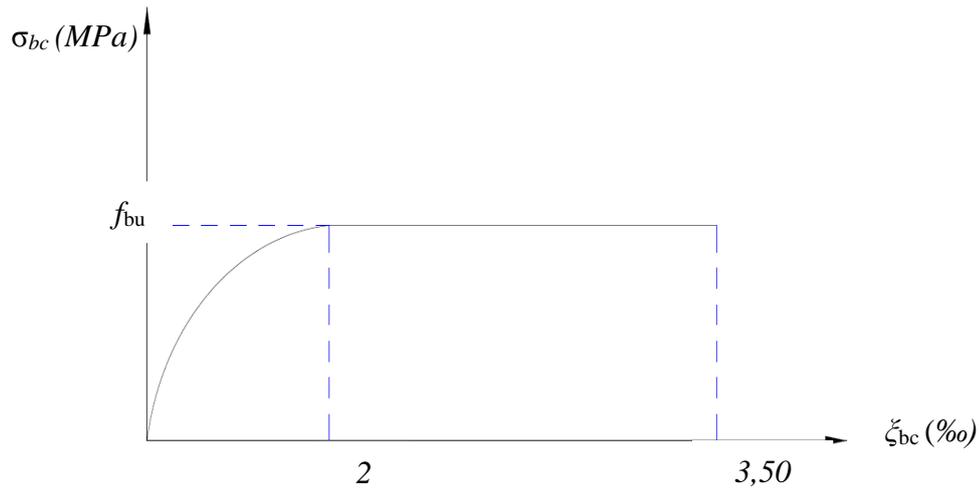
**Tableau.I.1. Tableau des contraintes à ELU**

	$\gamma_b$	$f_{bu} \text{ (MPa)}$
situations durables ou transitoires	1,50	14,17
situations accidentelles	1,15	18,48

La valeur de  $\theta$  est donnée par le tableau suivant :

**Tableau.I.2. Tableau de coefficient en fonction de la durée d'application des actions**

Durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée	$\theta$
> 24 h	1
Entre 1 h et 24 h	0,90
< 1 h	0,85



**Fig.I.3. Diagramme contraintes-déformations à l'ELU**

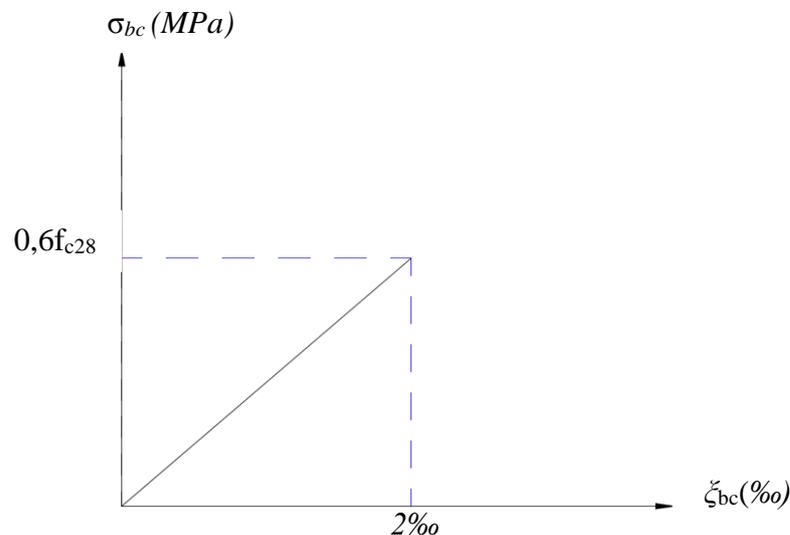
### f.2. Contraintes à l'état limite de service (E.L.S)

L'état limite de service est un 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 :

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

La contrainte limite de service est donnée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$f_{c28} = 25MPa \text{ on trouve } \sigma_{bc} = 15MPa$$



**Fig.I.4. Diagramme contraintes-déformations à l'ELS**

### I.3.2. Aciers

A fin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses ( $\emptyset$ ) FeE24
- Barres à haute adhérences (HA) FeE40 et FeE50.
- Treillis soudés (TS) TLE52  $\emptyset = 6 \text{ mm}$  pour les dalles.

### a. Les limites élastiques

- Les ronds lisses (R.L)  $FeE24$  ( $f_e=235MPa$ )
- Barres à haute adhérence (HA)  $f_e=400MPa$  et  $f_e=500MPa$ .
- Treillis soudés (TS)  $f_e=520MPa$ .

### b. Module d'élasticité des aciers

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,10.10^5 MPa$$

### c. Les contraintes limites de calcul

#### c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant

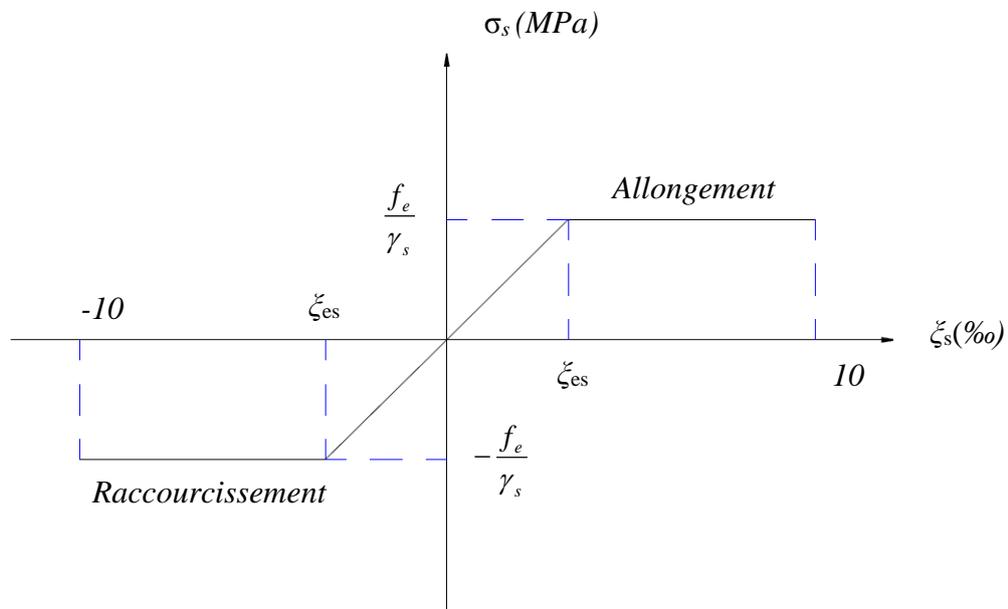


Fig.I.5. Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU

$f_e$  : Contrainte limite élastique.

$\zeta_{bc}$  : Déformation (allongement) relative de l'acier  $\rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\rightarrow \zeta_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier,  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier,  $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durable ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$

Pour les aciers  $FeE400$ ,  $\zeta_{es} = 1,74‰$

**c.2. Contraintes à l'état limite de service (E.L.S)**

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées [1] :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable:  $\sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right) = \xi \text{ (MPa)}$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = 0,8 \xi \text{ (MPa)}$

Avec :

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration, } \eta = \begin{cases} 1,00 & \text{pour les aciers ronds lisse} \\ 1,60 & \text{pour les aciers à haute adhérence} \end{cases}$$

**d. Le coefficient d'équivalence**

Le coefficient d'équivalence noté « n » avec

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \begin{cases} n : \text{Coefficient d'équivalence} \\ E_s : \text{Module de déformation de l'acier } E_s = 200000 \text{MPa} \\ E_b : \text{Module de déformation du béton} \end{cases}$$

**I.4. Hypothèses de calcul**

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes:

➤ **ELU**

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰.

➤ **ELS**

- Conservation des sections planes.
- Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :  $\sigma_b = E_b * \varepsilon_b$   
 $\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$
- Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton et :  $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$

**Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons présenté notre ouvrage du point de vue géométrie, caractéristiques des matériaux, à savoir : béton, acier ainsi que les états des contraintes à l'ELS et à l'ELU.

## II.1. Introduction

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment [2], mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

## II.2. Prédimensionnement des planchers

Notre structure est composée de deux types de planchers :

- Plancher dalle pleine
- Plancher corps creux

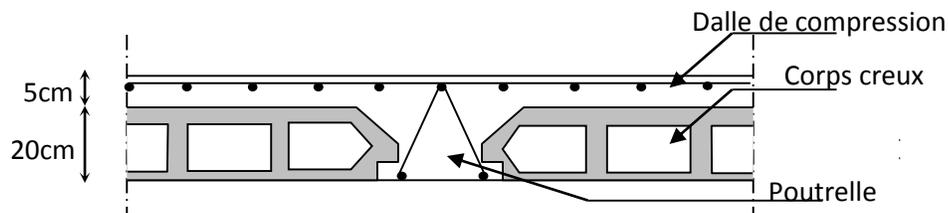


Fig. II.1. Coupe d'un plancher à corps creux

### II.2.1. Plancher corps creux

Les planchers présentant une forme régulière seront réalisés à corps creux avec une dalle de compression. Les corps creux seront posés sur des poutrelles préfabriquées.

Pour le pré dimensionnement on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche. La hauteur des poutrelles est donnée par la formule suivante [3]:

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

$L$  : la portée maximale entre nus d'appuis ;  $L = \min (L_x^{\max}, L_y^{\max} )$

$$L = \min (478, 478) \Rightarrow L = 478\text{cm}$$

$$e \geq \frac{478}{22,5} = 21,24\text{cm}$$

$h_t$  : L'épaisseur totale du plancher.

$h_0$ : L'épaisseur de la dalle de compression.

Donc, on adopte un plancher à corps creux d'une épaisseur de :  $h_t = 25\text{cm} \Rightarrow (20 + 5)\text{cm}$

## II.2.2 Poutrelles

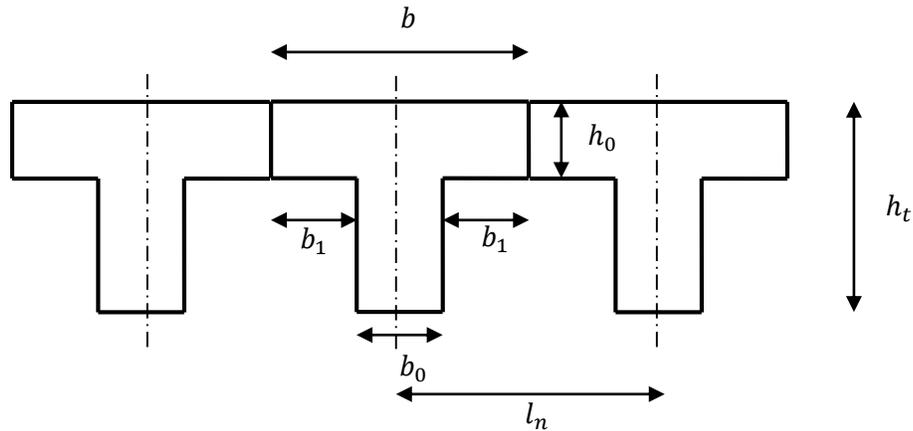


Fig. II.2. Dimensions d'une poutrelle.

$$h_t = 25 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} 20 \text{ cm} : \text{Epaisseur du corps creux.} \\ 5 \text{ cm} : \text{Epaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

Pour la largeur de la nervure [1], on va prendre  $b_o = 12 \text{ cm}$

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_o}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_o \leq b_1 \leq 8h_o \end{cases}$$

**Avec :**

$L$  : La portée entre nus d'appui de la travée considérée.

$L_n$  : La distance entre axes des nervures.

Suivant les normes Algériennes (DTR.B.C.22), la distance  $L_n$  est prise généralement égale à 65 cm.

**Donc pour  $L_n = 65 \text{ cm}$  et  $L = 478 \text{ cm}$**

$$\begin{cases} b_1 \leq 26.5 \text{ cm.} \\ 46 \\ b_1 \leq \frac{478}{10} = 47.8 \text{ cm.} \\ 30 \leq b_1 \leq 40 \end{cases}$$

$b_1 = \min(26.5 ; 47.8 ; 36)$  On prendra donc  $b_1 = 26.5 \text{ cm}$ .

$b = 2b_1 + b_o = 65 \text{ cm}$ .

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes :

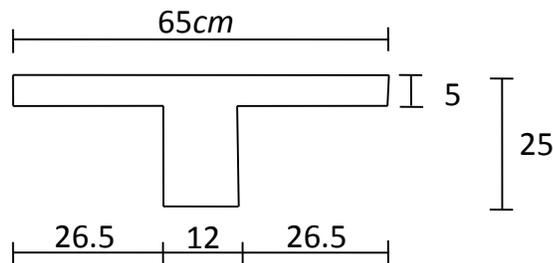


Fig. II.3. Dimensions adoptées des poutrelles.

### II.2.3. Plancher dalle pleine

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciaux car ils subissent des surcharges d'exploitations importantes ( $Q \geq 2,5 \text{ kN/m}^2$ ). Ce plancher est constitué par une dalle d'épaisseur constante reposant sur un système de poutre secondaire et principale, les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres.

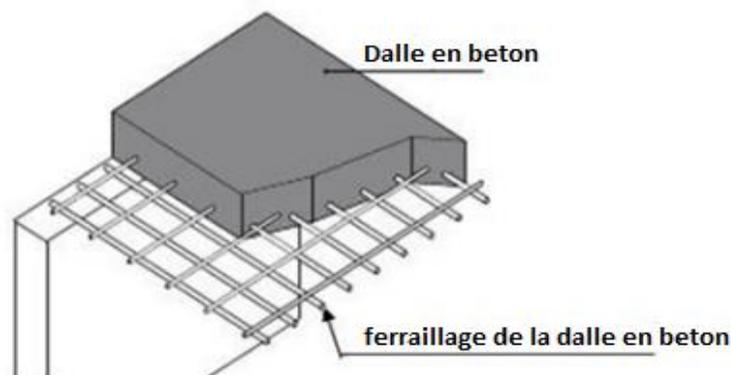


Fig. II.4. Coupe d'un plancher à dalle pleine

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

#### a . Résistance au feu [1]

$e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe de feu.

$e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe feu.

$e = 17,5\text{cm}$  pour un coupe feu de quatre heures.

On admet :  $e = 15\text{cm}$

### a. Résistance a la flexion [1]

Dalle reposant sur quatre appuis :  $\frac{L_{max}}{50} < e_2 < \frac{L_{max}}{40}$

**L max** : étant la portée de la dalle

**L max** = 4.78 m

On a :  $\frac{478}{50} \leq e_2 \leq \frac{478}{40} \rightarrow 3.56 \leq e_2 \leq 11.35$

On admet :  $e_2 = 10\text{cm}$

### b. Isolation phonique :

Selon les règles , l'épaisseur de la dalle pleine doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On considère donc une épaisseur égale à 15 cm [1].

On admet :  $e = 15\text{cm}$

Pour notre projet, nous adopterons une épaisseur de :  $e = 15\text{cm}$

## II.3. Prédimensionnement des poutres

- Le prédimensionnement des poutres se fait en deux étapes :

- 1- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le [1]
- 2- Vérification selon [2]

### a. Prédimensionnement des poutres principales

D'après [1]

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h < b \leq 0,8h \end{cases}$$

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la longueur de la poutre.

$$30,53 \text{ cm} \leq h \leq 45,8 \text{ cm}$$

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

$$18 \text{ cm} \leq b \leq 36 \text{ cm}$$

On prend : **b = 30cm**

**Condition du [2] :**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 45 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 35 \geq 20 \text{ cm} \\ (45/35) = 1,28 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

Donc la section adoptée pour les poutres principales est  $(35 \times 45) \text{ cm}^2$ .

**b. Prédimensionnement des Poutres secondaire**

**D'après [1]**

$$30,53 \text{ cm} \leq h \leq 45,8 \text{ cm}$$

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

$$18 \text{ cm} \leq b \leq 36 \text{ cm}$$

On prend: **b = 30cm**

**Condition du [2]:**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (b/h) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ (40/30) = 1,33 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**Tableau. II.1. Dimensions des poutres (principales et secondaires).**

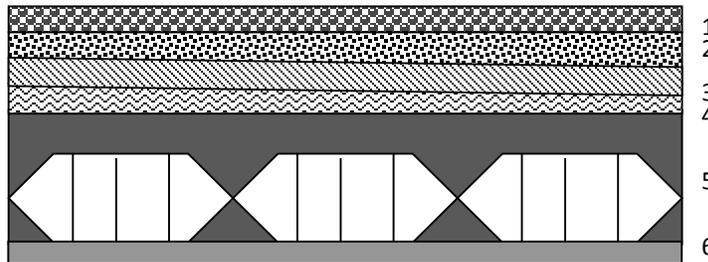
<b>Plancher à corps creux</b>		
	<b>Plancher terrasse</b>	<b>Plancher courant</b>
<b>Poutres principales</b>	<b>45 x 35</b>	<b>45 x 35</b>
<b>Poutres secondaires</b>	<b>40 x 30</b>	<b>40 x 30</b>

**II.4 Descente des charges**

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

**II.4.1 charges permanentes**

**a. Plancher terrasse inaccessible**

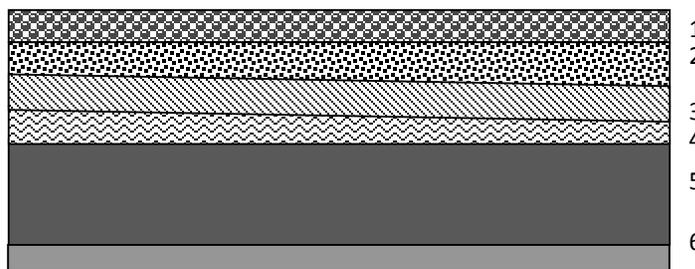


**Fig. II.5. coupe verticale du plancher terrasse (corps creux)**

**Tableau. II.2. Chargement (permanent et d'exploitation) du plancher terrasse.**

Plancher terrasse inaccessible			
CHARGEMENT	1-	protection gravillons (4 cm).	0,80 kN/m <sup>2</sup>
	2-	Étanchéité multicouche (2 cm).	0,12 kN/m <sup>2</sup>
	3-	Forme de pente (10 cm).	2,2 kN/m <sup>2</sup>
	4-	Isolation thermique en liège (4 cm).	0,03 kN/m <sup>2</sup>
	5-	Plancher à dalle pleine (15cm)	3,75 kN/m <sup>2</sup>
	6-	Enduit sous plafond en ciment (2 cm).	0,360 kN/m <sup>2</sup>
- Charge permanente totale <b>G</b> = 7,26kN/m <sup>2</sup>			
- Charge d'exploitation <b>Q</b> = 1kN/m <sup>2</sup>			

**b. Plancher terrasse (accessible):**



**Fig. II.6. Coupe verticale du Plancher terrasse (accessible).**

Tableau. II.3. Chargement (permanent et d'exploitation) du plancher terrasse.

Plancher terrasse accessible			
CHARGEMENT	1-	Carrelage (2 cm).	0,44 kN/m <sup>2</sup>
	2-	Étanchéité multicouche.	0,12 kN/m <sup>2</sup>
	3-	Forme de pente (10 cm).	2,2 kN/m <sup>2</sup>
	4-	Feuille de polyrane.	1 kN/m <sup>2</sup>
	5-	Isolation thermique en liège (4 cm).	0,03 kN/m <sup>2</sup>
	6-	Plancher à corps creux (20 + 5) cm.	3,25kN/m <sup>2</sup>
	7 -	Enduit en plâtre (2 cm).	0,20 kN/m <sup>2</sup>
- Charge permanente totale <b>G</b> = 7,24kN/m <sup>2</sup> - Charge d'exploitation <b>Q</b> = 1.5kN/m <sup>2</sup>			

## c. Plancher étage courant

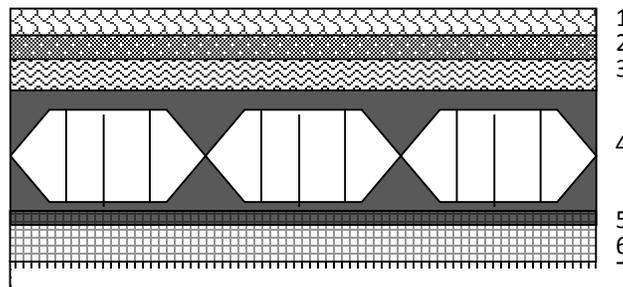


Fig. II.7. coupe verticale du plancher étage courant.

Tableau. II.4. Chargement (permanent et d'exploitation) du plancher courant.

CHARGEMENT	1-	Carrelage (2 cm).	0,44 kN/m <sup>2</sup>
	2-	Mortier de pose (2 cm).	0,40 kN/m <sup>2</sup>
	3-	Lit de sable (2 cm).	0,38 kN/m <sup>2</sup>
	4-	Plancher à corps creux (20 + 5) cm.	3,25kN/m <sup>2</sup>
	5-	Enduit en plâtre (2 cm).	0,20 kN/m <sup>2</sup>
	6-	Cloison de séparation	1 kN/m <sup>2</sup>
- Charge permanente totale <b>G</b> = 5,67kN/m <sup>2</sup> - Charge d'exploitation <b>Q</b> = 1,5kN/m <sup>2</sup>			

d. Dalle pleine :

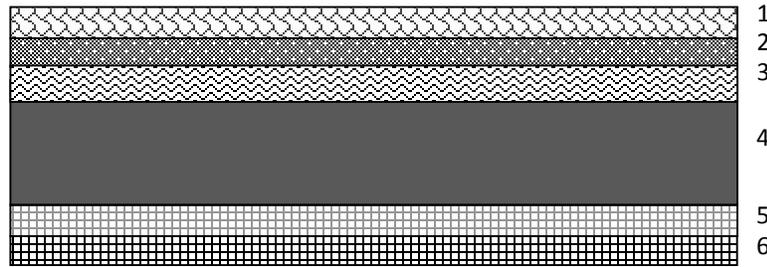


Fig. II.8. Coupe verticale du Dalle pleine.

Tableau. II.5. Chargement (permanent et d'exploitation) a dalle pleine.

Dalle pleine			
CHARGE NT	1-	Carrelage (2 cm).	0,44 kN/m <sup>2</sup>
	2-	Mortier de pose (2 cm).	0,40 kN/m <sup>2</sup>
	3-	Lit de sable (2 cm).	0,38 kN/m <sup>2</sup>
	4-	Plancher à dalle pleine (15cm)	3,75 kN/m <sup>2</sup>
	5-	Enduit en plâtre (2 cm).	0,20 kN/m <sup>2</sup>
	6-	Cloison de séparation	1 kN/m <sup>2</sup>
- Charge permanente totale <b>G</b> = 6,17kN/m <sup>2</sup> - Charge d'exploitation <b>Q</b> = 2,5kN/m <sup>2</sup>			

e. Mur extérieur :

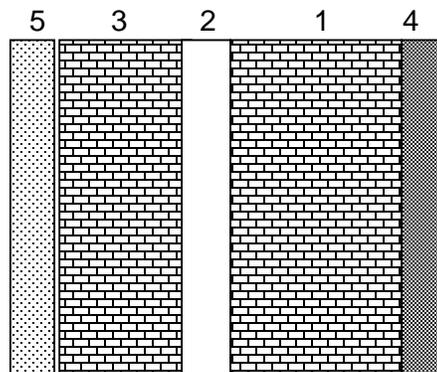


Fig. II.9. Détail des constituants d'un mur extérieur.

Tableau. II.6. Chargement (permanent) du mur extérieur.

Mur extérieur de 30cm (double cloison)			
CHARGEMENT	1-	cloisons extérieures (15cm)	1,35 kN/m <sup>2</sup>
	2-	vide d'aire (5cm)	0,00 kN/m <sup>2</sup>
	3-	cloisons intérieures (10cm)	0,90 kN/m <sup>2</sup>
	4-	enduit extérieur en ciment (2cm)	0,36 kN/m <sup>2</sup>
	5-	enduit intérieur en plâtre (2cm)	0,20 kN/m <sup>2</sup>
		<b>La charge totale</b>	<b>2.81kN/m<sup>2</sup></b>

## f. Murs intérieur :

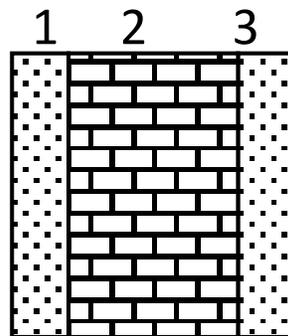


Fig. II.10. Détail des constituants d'un mur intérieur.

Tableau. II.7. Chargement (permanent) du mur intérieur.

Mur intérieur (10 cm)			
CHARGEMENT	1	Enduit en plâtre intérieur (1cm)	0,1 kN/m <sup>2</sup>
	2	Maçonnerie simple paroi (10cm)	0,80 kN/m <sup>2</sup>
	3	Enduit en plâtre extérieur (1cm)	0,1 kN/m <sup>2</sup>
		<b>La charge totale</b>	<b>1.00 kN/m<sup>2</sup></b>

### g. Acrotère

Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de :  $G = \rho \times S$

\*S : la surface transversale totale de l'acrotère

\* $\rho$  : le poids volumique tel que  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

$$S = (0,10 \times 0,6) + (0,08 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,02}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

D'où : Le Poids propre de l'acrotère :  $G1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$

Revêtement en ciment ( $e=2\text{cm}$  ;  $\rho=14\text{kN/m}^3$ ) :

$$G2 = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,392 \text{ kN/ml}$$

$$G = G1 + G2 = 2,229 \text{ kN/ml} \times 60 \text{ cm}$$

**.Charge d'exploitation :  $Q=1,00\text{kN/ml}$**

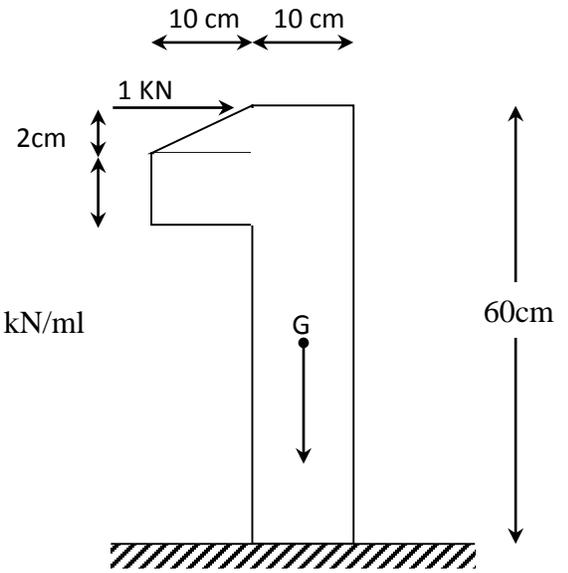


Fig II.11. Dimensions de l'acrotère

#### II.4.2. Surcharge d'exploitation [4] :

$Q_0 = 1,000 \text{ kN/m}^2$  Terrasse accessible.

$Q_1 = 1,500 \text{ kN/m}^2$  Terrasse non Accessible.

$Q_2 = 1,500 \text{ kN/m}^2$  Etage courant (habitation).

$Q_3 = 2,5 \text{ kN/m}^2$  RDC (commerce).

$Q_4 = 2,5 \text{ kN/m}^2$  Sous-sol (stockage).

#### II.5. Pré dimensionnement des poteaux

##### a. Principe

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

##### b. Etapes de pré dimensionnement (calcul) :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la

- compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par [2] .
  - Vérification préliminaire de l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement du béton.

### c. Loi de dégression des surcharges d'exploitation

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$  les charges d'exploitation respectives des planches des étages 1, 2, 3, ..., n

Numérotés à partir du sommet du bâtiment.

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

Sous terrasse .....	$Q_0$ .
Sous étage 1 .....	$Q_0 + Q_1$ .
Sous étage immédiatement inférieur	
étage 2 .....	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$ .
étage 3 .....	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .
étage 4 .....	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .
étage n .....	$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient  $\frac{3+n}{2n}$  est valable pour  $n \geq 5$

**Tableau. II.8. Dégression des Surcharges d'exploitation**

Niveau des planchers	Surcharges	$\sum$ surcharges	$\sum$ surcharges
Terrasse inaccessible	$Q_0$	$Q_0$	1
Terrasse accessible	$Q_1$	$Q_0 + Q_1$	2,5
P9	$Q_2$	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,8
P8	$Q_3$	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
P7	$Q_4$	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
P6	$Q_5$	$Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5)$	7
P5	$Q_6$	$Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6)$	7,75
P4	$Q_7$	$Q_0 + 0,71(Q_1 + \dots + Q_7)$	8,46
P3	$Q_8$	$Q_0 + 0,69(Q_1 + \dots + Q_8)$	9,28
P2	$Q_9$	$Q_0 + 0,67(Q_1 + \dots + Q_9)$	10,05
P1	$Q_{10}$	$Q_0 + 0,65(Q_1 + \dots + Q_{10})$	10,75
RDC	$Q_{11}$	$Q_0 + 0,64(Q_1 + \dots + Q_{11})$	12,2
S.SOL	$Q_{12}$	$Q_0 + 0,63(Q_1 + \dots + Q_{12})$	13,6

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (II.1)$$

avec

\*  $N_u$  : effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q ;

\*  $\alpha$  : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha = f(\lambda)$ ) ;

$\lambda$  : élancement d'EULER  $\left( \lambda = \frac{l_f}{i} \right)$  ;

$l_f$  : longueur de flambement ;

$i$  : rayon de giration  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$  ;

$I$  : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$  ;

\*  $B$  : surface de la section du béton ( $B = a \times b$ ) ;

\*  $\gamma_b$  : coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b = 1,50$ ).....situation durable ;

\*  $\gamma_s$  : coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s = 1,15$ ).....situation durable ;

\*  $f_e$  : limite élastique de l'acier ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ ) ;

\*  $f_{c28}$  : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ) ;

\*  $A_s$  : section d'acier comprimée ;

\*  $Br$  : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ( $Br = (a - 0,02) (b - 0,02)$ ) [m

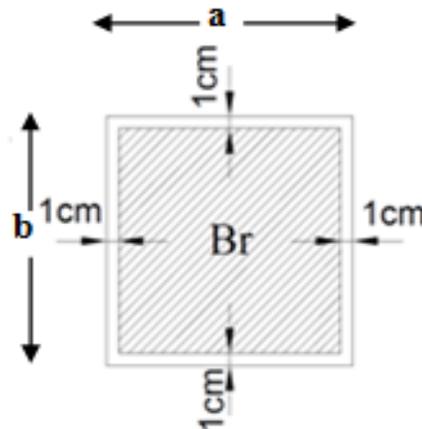


Fig. II.12. Section réduite du poteau

**Selon le règlement [1]**

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

$$\frac{A_s}{B} = 1\%$$

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda = 50 \\ \bullet \alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{array} \right\}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre  $\lambda = 35 \rightarrow$  ,  $\alpha = 0,708$

$$\beta = 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,2 \quad , \quad \alpha = \frac{0,85}{\beta} = 0,708$$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,066N_u$$

**. Le minimum requis par [2]**

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec

(a ; b) : dimensions de la section.

he : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée (a=b).

### . Vérification à l'ELS

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28} \quad (\text{II.2})$$

Avec

Nser : effort normal à l'ELS (Nser=NG+NQ)

B : section de béton du poteau

As : section des armatures (As=1% B)

n : coefficient d'équivalence  $\left( n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$

$\sigma_{ser}$  : contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

On pré dimensionne 3types de poteaux. :

-Poteau central.

-Poteau de rive.

-Poteau d'angle.

### . Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

#### a. Poteau central :

b. Le poteau le plus sollicité est celui du portique (9) de la file (G)

c. Soit S la surface reprise par le poteau :  
**S = 20.535m<sup>2</sup>**

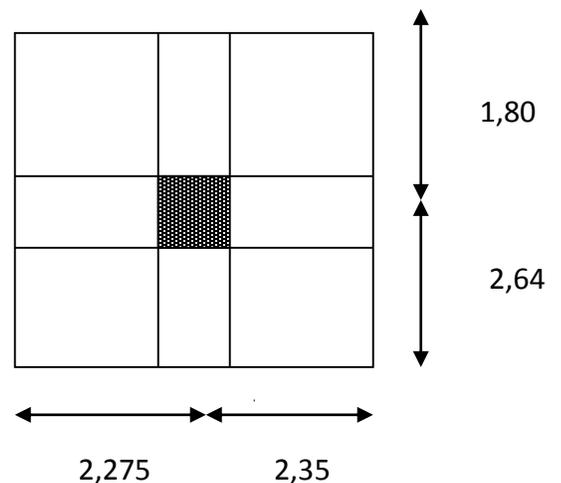


Fig. II.13. Poteau central le plus sollicité

Tableau II.9 : Dégression des Surcharges d'exploitation

Niveau des planchers	Surcharges	$\Sigma$ surcharges	$\Sigma$ surcharges
Terrasse accessible	Q0	Q0	1.5
P8	Q1	Q0+ Q1	3
P7	Q2	Q0+0,95(Q1+ Q2)	4.35
P6	Q3	0,90(Q1+Q2+Q3)	5.05
P5	Q4	Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)	6.6
P4	Q5	Q0+0,80(Q1+.....+Q5)	7.5
P3	Q6	Q0+0,75(Q1+.....+Q6)	8.25
P2	Q7	Q0+0,71(Q1+.....+Q7)	8.96
P1	Q8	Q0+0,69(Q1+.....+Q8)	9.78
RDC	Q9	Q0+0,67(Q1+.....+Q9)	11,22
S.SOL	Q10	Q0+0,65(Q1+.....+Q10)	12,55

**Poids revenant au poteau du 9<sup>ème</sup> étage:**

- Poids du plancher terrasse .....  $G \times S = (20,535 \times 7,24) = 148,673 \text{ kN}$
- Poids du poteau .....  $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,15 - 0,45) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,075 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale ..  $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 4,625 \times 0,45 \times 0,35 \times 25 = 18,21 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire .....  $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4,14 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 13,32 \text{ kN}$

$$G = 186,278 \text{ kN}$$

Poids revenant au poteau du 9<sup>ème</sup> étage,  $G_9 = G = 186,278 \text{ kN}$

**Poids revenant au poteau du 8<sup>ème</sup> étage :**

- Poids du plancher courant .....  $G \times S = 20,535 \times 5,67 = 116,433 \text{ kN}$
- Poids du poteau .....  $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,15 - 0,45) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,075 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale .....  $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 4,625 \times 0,45 \times 0,35 \times 25 = 18,21 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire .....  $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4,14 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 13,32 \text{ kN}$

$$G = 154,038 \text{ kN} \quad \text{Poids}$$

revenant au poteau du 8<sup>ème</sup> étage,  $G_8 = G_9 + G = 340,316 \text{ kN}$

**Poids revenant au poteau du 7<sup>ème</sup> étage**

Poids revenant au poteau du 7<sup>ème</sup> étage,  $G_7 = G_8 + G = 494,354 \text{ kN}$

**Poids revenant au poteau du 6<sup>ème</sup> étage**

Poids revenant au poteau du 6<sup>ème</sup> étage,  $G_6 = G_7 + G = 648,392 \text{ kN}$

**Poids revenant au poteau du 5<sup>ème</sup> étage**

Poids revenant au poteau du 5<sup>ème</sup> étage,  $G_5 = G_6 + G = 802,43 \text{ kN}$

**Poids revenant au poteau du 4<sup>ème</sup> étage**

Poids revenant au poteau du 4<sup>ème</sup> étage,  $G_4 = G_5 + G = 956,468 \text{ kN}$

**Poids revenant au poteau du 3<sup>ème</sup> étage**

Poids revenant au poteau du 3<sup>ème</sup> étage,  $G_3 = G_4 + G = 1110,506 \text{ kN}$

**Poids revenant au poteau du 2<sup>ème</sup> étage**

Poids revenant au poteau du 2<sup>er</sup> étage,  $G_2 = G_3 + G = 1264,544 \text{ kN}$

**Poids revenant au poteau du 1<sup>er</sup> étage**

Poids revenant au poteau du 1<sup>er</sup> étage,  $G_1 = G_2 + G = 1418,582 \text{ kN}$

**Poids revenant au poteau du RDC**

-Poids du plancher courant .....  $G \times S = 20,535 \times 5,67 = 116,433 \text{ kN}$

- Poids du poteau .....  $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,5 - 0,45) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,863 \text{ kN}$

- Poids de la poutre principale .....  $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 4,625 \times 0,45 \times 0,35 \times 25 = 18,21 \text{ kN}$

- Poids de la poutre secondaire .....  $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4,14 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 13,32 \text{ kN}$

**$G = 154,826 \text{ kN}$**

Poids revenant au poteau du RDC ,  $G_{\text{RDC}} = G_1 + G = 1573,40 \text{ kN}$

**Poids revenant au poteau du Sous-sol:**

-Poids du plancher courant .....  $G \times S = 20,535 \times 6,17 = 126,700 \text{ kN}$

- Poids du poteau ..... $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,15-0,45) \times (0,35)^2 \times 25 = 6,075 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale .....  $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 4,625 \times 0,45 \times 0,35 \times 25 = 18,21 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire ..... $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4,14 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 13,32 \text{ kN}$

**$G = 164,305 \text{ kN}$**  Poids

Poids revenant au poteau du sous sol,  $G_{SS} = G_{RDC} + G = 1737,705 \text{ kN}$

### Poteau de rive :

- a. Le poteau le plus sollicité est celui du portique (9) de la file (E)
- b. Soit S la surface reprise par le poteau :  **$S = 12,21 \text{ m}^2$**

### Poids revenant au poteau du 9ème étage:

- Poids du plancher terrasse .....  $G \times S = (7,24 \times 12,21) = 88,400 \text{ kN}$
- Poids du poteau ..... $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,15-0,45) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,075 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale .....  $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 4,625 \times 0,45 \times 0,35 \times 25 = 18,21 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire ..... $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 2,34 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 7,92 \text{ kN}$
- Poids de l'acrotère ..... $L_{C.H} \times G \text{ acrotère} = 4,625 \times 2,229 = 10,309 \text{ kN}$

**$G = 130,914 \text{ kN}$**

Poids revenant au poteau du 9<sup>ème</sup> étage,  $G_9 = G = 130,914 \text{ kN}$

### Poids revenant au poteau du 8ème étage:

- Poids du plancher courant ..... $G \times S = 5,67 \times 12,21 = 69,23 \text{ kN}$
- Poids du poteau ..... $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,15-0,45) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,075 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale ...  $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 4,625 \times 0,45 \times 0,35 \times 25 = 18,21 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire ..... $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 2,34 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 7,92 \text{ kN}$
- Poids du mur... .....  $L_{pp} \times h \text{ mur} \times G \text{ mur} = (4,625-0,30) \times (3,15-0,45) \times 2,81 = 32,813 \text{ kN}$

**$G = 134,248 \text{ kN}$**

Poids revenant au poteau du 8<sup>ème</sup> étage,  $G_8 = G_9 + G = 265,162\text{kN}$

**Poids revenant au poteau du 7<sup>ème</sup> étage**

Poids revenant au poteau du 7<sup>ème</sup> étage,  $G_7 = G_8 + G = 399,41\text{kN}$

**Poids revenant au poteau du 6<sup>ème</sup> étage**

Poids revenant au poteau du 6<sup>ème</sup> étage,  $G_6 = G_7 + G = 533,658\text{kN}$

**Poids revenant au poteau du 5<sup>ème</sup> étage**

Poids revenant au poteau du 5<sup>ème</sup> étage,  $G_5 = G_6 + G = 667,906\text{kN}$

**Poids revenant au poteau du 4<sup>ème</sup> étage**

Poids revenant au poteau du 4<sup>ème</sup> étage,  $G_4 = G_5 + G = 802,154\text{kN}$

**Poids revenant au poteau du 3<sup>ème</sup> étage**

Poids revenant au poteau du 3<sup>ème</sup> étage,  $G_3 = G_4 + G = 936,402\text{kN}$

**Poids revenant au poteau du 2<sup>ème</sup> étage**

Poids revenant au poteau du 2<sup>ème</sup> étage,  $G_2 = G_3 + G = 1070,65\text{kN}$

**Poids revenant au poteau du 1<sup>er</sup> étage**

Poids revenant au poteau du 1<sup>er</sup> étage,  $G_1 = G_2 + G = 1203,311$

**Poids revenant au poteau du RDC**

-Poids du plancher terrasse .....  $G \times S = (5,67 \times 12,21) = 69,23\text{kN}$

- Poids du poteau .....  $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,5 - 0,45) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,862\text{kN}$

- Poids de la poutre principale .....  $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 4,625 \times 0,45 \times 0,35 \times 25 = 18,21\text{kN}$

- Poids de la poutre secondaire .....  $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 2,34 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 7,92\text{kN}$

- Poids du mur... .....  $L_{pp} \times h_{\text{mur}} \times G_{\text{mur}} = (4,625 - 0,30) \times (3,15 - 0,45) \times 2,81 = 32,813\text{kN}$

**$G = 135,035\text{kN}$**

Poids revenant au poteau du RDC ,  $G_{\text{RDC}} = G_1 + G = 1338,346\text{kN}$

**Poids revenant au poteau du sol Sous**

-Poids du plancher terrasse .....  $G \times S = (6,17 \times 12,21) = 75,336\text{kN}$

- Poids du poteau .....  $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,15 - 0,45) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,075 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale .....  $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 4,625 \times 0,45 \times 0,35 \times 25 = 18,21 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire .....  $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 2,34 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 7,92 \text{ kN}$
- Poids du mur... .....  $L_{pp} \times h_{\text{mur}} \times G_{\text{mur}} = (4,625 - 0,30) \times (3,15 - 0,45) \times 2,81 = 32,813 \text{ kN}$

$$G = 140,35 \text{ kN}$$

Poids revenant au poteau du sous sol ,  $G_{S,S} = G_{RDC} + G = 1478,7 \text{ kN}$

### c. Poteau d'angle

a. Le poteau le plus sollicité est celui du portique (10) de la file (E)

b. Soit S la surface reprise par le poteau :  $S = 7,142 \text{ m}^2$

### Poids revenant au poteau du 9<sup>ème</sup> étage:

- Poids du plancher terrasse .....  $G \times S = 7,24 \times 7,142 = 51,577 \text{ kN}$
- Poids du poteau .....  $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,15 - 0,45) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,075 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale .....  $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 2,79 \times 0,45 \times 0,35 \times 25 = 10,985 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire .....  $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 2,26 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 6,78 \text{ kN}$
- Poids de l'acrotère .....  $L_{C,H} \times G_{\text{acrotère}} = 5,35 \times 2,229 = 11,925 \text{ kN}$

$$G = 87,342 \text{ kN}$$

Poids revenant au poteau du 9<sup>ème</sup> étage,  $G_9 = G = 87,342 \text{ kN}$

### Poids revenant au poteau du 8<sup>ème</sup> étage:

- Poids du plancher courant .....  $G \times S = 5,67 \times 7,142 = 40,495 \text{ kN}$
- Poids du poteau .....  $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,15 - 0,45) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,075 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale .....  $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 2,79 \times 0,45 \times 0,35 \times 25 = 10,985 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire .....  $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 2,26 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 6,78 \text{ kN}$

- Poids du mur... .....  $L_{pp} \times h \text{ mur} \times G \text{ mur} = (2,79-0,30) \times (3,15-0,45) \times 2,81 = 18,89 \text{ kN}$

$$G = 83,225 \text{ kN}$$

Poids revenant au poteau du 8<sup>ème</sup> étage,  $G_8 = G_9 + G = 170,561 \text{ kN}$

#### Poids revenant au poteau du 7<sup>ème</sup> étage

Poids revenant au poteau du 7<sup>ème</sup> étage,  $G_7 = G_8 + G = 253,792 \text{ kN}$

#### Poids revenant au poteau du 6<sup>ème</sup> étage

Poids revenant au poteau du 6<sup>ème</sup> étage,  $G_6 = G_7 + G = 337,017 \text{ kN}$

#### Poids revenant au poteau du 5<sup>ème</sup> étage

Poids revenant au poteau du 5<sup>ème</sup> étage,  $G_5 = G_6 + G = 420,242 \text{ kN}$

#### Poids revenant au poteau du 4<sup>ème</sup> étage

Poids revenant au poteau du 4<sup>ème</sup> étage,  $G_4 = G_5 + G = 503,461 \text{ kN}$

#### Poids revenant au poteau du 3<sup>ème</sup> étage

Poids revenant au poteau du 3<sup>ème</sup> étage,  $G_3 = G_4 + G = 586,692 \text{ kN}$

#### Poids revenant au poteau du 2<sup>ème</sup> étage

Poids revenant au poteau du 2<sup>ème</sup> étage,  $G_2 = G_3 + G = 669,911 \text{ kN}$

#### Poids revenant au poteau du 1<sup>ère</sup> étage

Poids revenant au poteau du 1<sup>ère</sup> étage,  $G_1 = G_2 + G = 753,583 \text{ kN}$

#### Poids revenant au poteau du RDC

- Poids du plancher terrasse .....  $G \times S = 5,67 \times 7,142 = 40,49 \text{ kN}$

- Poids du poteau .....  $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,5-0,45) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,862 \text{ kN}$

- Poids de la poutre principale .....  $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 2,79 \times 0,45 \times 0,35 \times 25 = 10,98 \text{ kN}$

- Poids de la poutre secondaire .....  $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 2,26 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 6,78 \text{ kN}$

- Poids du mur... .....  $L_{pp} \times h \text{ mur} \times G \text{ mur} = (2,79-0,30) \times (3,15-0,45) \times 2,81 = 18,89 \text{ kN}$

$$G = 84,002 \text{ kN}$$

Poids revenant au poteau du RDC ,  $G_{RDC} = G_1 + G = 837,585 \text{ kN}$

**Poids revenant au poteau du Sous-sol:**

- Poids du plancher terrasse .....  $G \times S = 6,17 \times 7,142 = 44,066 \text{ kN}$

- Poids du poteau .....  $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,15 - 0,45) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,075 \text{ kN}$

- Poids de la poutre principale .....  $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 2,79 \times 0,45 \times 0,35 \times 25 = 10,98 \text{ kN}$

- Poids de la poutre secondaire .....  $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 2,26 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 6,78 \text{ kN}$

- Poids du mur... .....  $L_{pp} \times h_{\text{mur}} \times G_{\text{mur}} = (2,79 - 0,30) \times (3,15 - 0,45) \times 2,81 = 18,89 \text{ kN}$

$$G = 86,731 \text{ kN}$$

Poids revenant au poteau du sol 1,  $G_{S,S} = G_{RDC} + G = 924,376 \text{ kN}$

❖ **Exemple de calcul :**

▪ **Etude de poteau central de 9<sup>ème</sup> étage:**

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$N_u = 1.35 (186,278) + 1.5 (20.535 \times 1.5)$$

$$N_u = 297.679 \text{ KN}$$

On remplace dans l'équation :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} = 0.066 N_u$$

$$B_r \geq 0.066 \times 297.679 \times 10^3$$

$$B_r \geq 19646.814 \text{ mm}^2 = 196.46814 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 0.02) \times (b - 0.02) ; \text{ on trouve : } a = b = \sqrt{B_r} + 2 = 16.016 \text{ cm}$$

**Le choix:**  $a = b = 30 \text{ cm}$

Tableau II.10 : Choix des sections des poteaux de centraux.

Niveaux	NG (kN)	NQ (kN)	Nu (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a=b (cm)	RPA (cm <sup>2</sup> )	Le choix	Nser (kN)	Σser (MPa)	O bs
9 <sup>ème</sup>	186.278	30.802	297.678	196.467	16.016	30x30	35x35	217.08	2.097	Ok
8 <sup>ème</sup>	340.316	61.605	551.834	364.210	21.084	30x30	35x35	401.921	3.883	Ok
7 <sup>ème</sup>	494.354	89.327	801.368	528.902	25.000	30x30	35x35	583.681	5.639	Ok
6 <sup>ème</sup>	648.398	103.701	1030.888	680.386	28.084	30x30	35x35	752.099	7.266	Ok
5 <sup>ème</sup>	802.43	135.531	1286.577	849.140	31.14	30x30	35x35	937.961	6.658	Ok
4 <sup>ème</sup>	956.468	154.012	1522.249	1004.684	33.69	30x30	35x35	1110.48	7.882	Ok
3 <sup>ème</sup>	1110.506	169.413	1753.302	1157.179	36.01	30x30	40x40	1279.919	6.956	Ok
2 <sup>ème</sup>	1264.544	183.993	1983.033	1308.801	38.17	30x30	40x40	1448.477	7.872	Ok
1 <sup>er</sup>	1418.582	200.832	2216.333	1462.779	40.24	30x30	45x45	1619.414	6.954	Ok
RDC	1573.40	230.403	2469.634	1629,99	42.31	30x30	45x45	1803.803	7.74	Ok
P (SS)	1737.705	257.714	2732.47	1803.432	44.46	30x30	50x50	1995,419	6.94	Ok

Tableau II.11 : Choix des sections des poteaux de rive .

Niveaux	NG (kN)	NQ (kN)	Nu (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a=b (cm)	RPA (cm <sup>2</sup> )	Le choix	Nser (kN)	σser (MPa)	Ob s.
9 <sup>ème</sup>	130.914	18.315	204.206	134.775	13.609	30x30	30x30	149.229	1.442	Ok
8 <sup>ème</sup>	265.162	36.63	412.914	272.523	18.508	30x30	30x30	301.792	2.91	Ok
7 <sup>ème</sup>	399.41	53.114	618.875	408.457	22.21	30x30	30x30	452.524	4.37	Ok
6 <sup>ème</sup>	533.658	61.660	812.928	536.532	25.163	30x30	30x30	595.318	5.752	Ok
5 <sup>ème</sup>	667.906	80.586	1022.552	674.884	27.978	30x30	30x30	748.492	7.232	Ok
4 <sup>ème</sup>	802.154	91.575	1220.270	805.378	30.379	30x30	35x35	893.729	6.344	Ok
3 <sup>ème</sup>	936.402	100.733	1415.242	934.059	32.562	30x30	35x35	1037.135	7.362	Ok
2 <sup>ème</sup>	1070.65	109..402	1609.480	1062.256	34.592	30x30	35x35	1180.052	8.37	Ok
1 <sup>ème</sup>	1203.311	119.41	1803.584	1190.365	36.501	30x30	40x40	1323.307	7.191	Ok
RDC	1338.340	136.996	2012.253	1328.086	38.442	30x30	40x40	1475.336	8.01	Ok
S.SOL	1478.7	153.235	2226.096	1469,224	40.33	30x30	45x45	1631.932	7	Ok

Tableau II.12: Choix des sections des poteaux d'angle.

Niveaux	NG (kN)	NQ (kN)	Nu (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a=b (cm)	RPA (cm <sup>2</sup> )	Le choix	Nser (kN)	Σser (MPa)	Ob s.
9 <sup>ème</sup>	87.342	10.713	133.981	88.427	11.403	30x30	30x30	98.055	0.941	Ok
8 <sup>ème</sup>	170.561	21.426	262.396	173.181	15.159	30x30	30x30	191.987	1.854	Ok
7 <sup>ème</sup>	253.792	31.067	389.219	256.884	18.027	30x30	30x30	284.859	2.752	Ok
6 <sup>ème</sup>	337.017	36.067	509.073	335.988	20.329	30x30	30x30	373.084	3.602	Ok
5 <sup>ème</sup>	420.242	47.137	637.705	420.885	22.515	30x30	30x30	467.379	4.515	Ok
4 <sup>ème</sup>	503.461	53.565	760.019	501.612	24.336	30x30	30x30	557.026	5.389	Ok
3 <sup>ème</sup>	586.692	58.922	880.417	581.075	26.105	30x30	30x30	645.614	6.234	Ok
2 <sup>ème</sup>	669.911	63.99	1000.36	660.237	27.635	30x30	30x30	733.901	7.092	Ok
1 <sup>ème</sup>	753.583	69.848	1122.10	740.586	29.213	30x30	30x30	823.431	7.957	Ok
RDC	837.585	80.133	1250.939	825.619	30.733	30x30	35x35	917.718	6.51	Ok
S.SOL	924,376	89.632	1382.356	912.354	32,205	30x30	35x35	1014.008	7.137	Ok

Il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables à celle de poteaux centraux ; pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques [2].

Remarque : Pour faciliter l'exécution, on adopte les sections suivantes :

Tableau II.13: Choix des sections des poteaux.

Etages	Section carrées (axb)cm <sup>2</sup>
9ème	35x35
8ème	35x35
7ème	35x35
6ème	35x35
5ème	35x 35
4ème	40x40
3ème	40x40
2ème	45x45
1er	45x45
RDC	50x50
S/SOL	50x50

**.Les Vérification [2]**

Le bâtiment implanté en **zone III**

-Min ( b , h )  $\geq$  30 cm : c'est vérifié dans tous les cas

Sections	Min ( b , h )	Observations
35x35	30	>30 cm vérifie
35x35	35	>30 cm vérifie
40x40	40	>30 cm vérifie
45x45	45	>30 cm vérifie
50x50	50	>30 cm vérifie

-Min ( b , h )  $\geq \frac{he}{20}$  avec he hauteur d'étage

Min ( b , h )	he (m)	$\frac{he}{20}$ cm	Observations
50	S.S = 3,15 m	15,75	Vérifié
50	RDC = 3,5 m	17,5	Vérifié
45	Niv 1;2 = 3,15 m	15,75	Vérifié
40	Niv 3;4 = 3,15 m	15,75	Vérifié
35	Niv 5 ;6 = 3,15 m	15,75	Vérifié
35	Niv 7 ;8 ;9 = 3,15 m	15,75	Vérifié

$$-\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$$

$$\frac{b}{h} = 1 \text{ pour toutes les sections car } h=b \dots\dots\dots \text{ vérifié}$$

**II.6. Pré dimensionnement des voiles**

Les voiles auront le rôle de contreventement, le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (tel que le séisme et le vent) d'une part ont le rôle de reprendre les efforts verticaux (tel que les charges permanentes et les charges d'exploitations)

D'après le (**RPA 99 versions 2003**) (les éléments satisfaisants la condition  $L > 4a$  (sachant que  $a \geq \frac{he}{20}$ ) sont considérés comme voiles.

Avec :

L : longueur de voile

a : épaisseur de voile.

he : hauteur libre d'étage

-L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en

Fonction de la hauteur libre d'étage He et des conditions de rigidité aux extrémités

### II.6.1.les voiles des contreventements

L'épaisseur de voile doit satisfaire la condition de [2]

$$\begin{cases} L \geq 4 \times e \\ e \geq \frac{he}{20} \end{cases}$$

D'où :

**L** : largeur du voile correspond à la portée minimale

**e** : épaisseur de voile ;

**he** : correspond à la hauteur libre d'étage.

L'épaisseur du voile doit satisfaire les trois conditions

du (*RPA 99 versions 2003*)

$$h_e = 315 - 45 = 270 \text{ cm}$$

**-Première condition[2] :**

$$L \geq 4 e \Rightarrow e \leq \frac{l}{4}$$

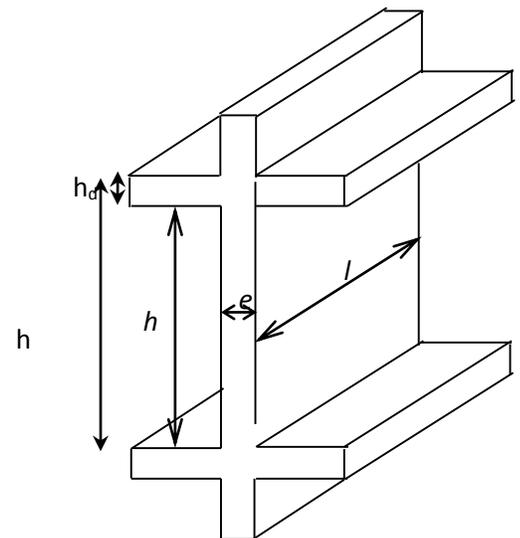
Avec

l : largeur du voile correspond à la portée minimale

**-Deuxième condition [2]:**

$$e_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

**-Troisième condition :** Condition de rigidité aux extrémités :



**Fig. II.14. Coupes de voile**

Dans notre structure on trouve [2] :

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{270}{20} = 13.5 \text{ cm}$$



On prend :  $e = 15 \text{ cm}$

La largeur minimale des voiles  $L_{\min} = 4 \times 15 = 60 \text{ cm}$

### II.6.2 -voiles périphérique de sous- sol :

L'épaisseur minimale du voile périphérique est de l'ordre de 15cm plus ; la condition de l'épaisseur en fonction de la hauteur libre [2] :

$$\begin{cases} a_{\min} = 15 \text{ cm} \\ A \geq \frac{h_e}{25} \end{cases}$$

$h_e = 270 \text{ cm}$  (hauteur libre de sous-sol) ;

$a \geq 270/25 = 10.8 \text{ cm}$

Donc on adopte un voile d'épaisseur = **15 cm**

### Conclusion

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure, tout en satisfaisant les règlements et les différents critères. Le Chapitre suivant fera l'objet des calculs et vérifications des éléments secondaires.

### III.1. Introduction

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

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

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement « *BAEL 91 modifié 99* » en respectant le règlement parasismique Algérien « *RPA 99 version 2003* »

### III.2. Acrotère

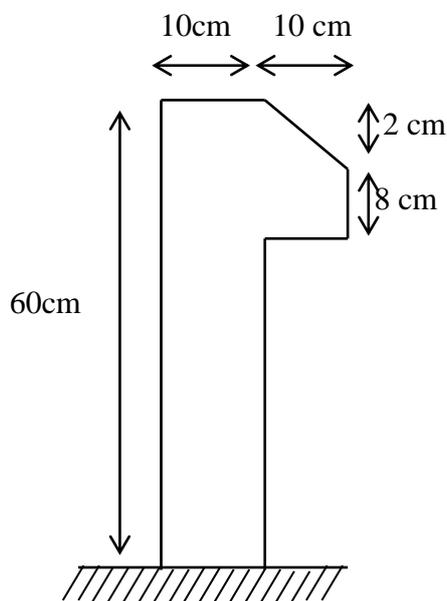
L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre sous forme d'un effort normal vertical et à une charge horizontale due à la main courante.

- Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire, dont les dimensions sont les suivantes :

Largeur  $b = 100$  cm.

Hauteur  $H = 60$  cm.

Épaisseur  $e = 10$  cm



**Fig. III.1. Schéma représentatif de l'acrotère**

### III.2.1. Evaluation des charges

#### a. Charge d'exploitation

- $Q=1kN/ml$

#### b. Charges permanentes

- $G = 2.229kN/ml$

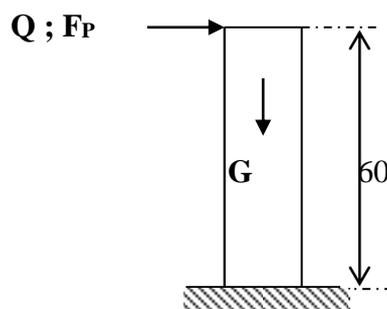


Fig. III.2. Sollicitations de l'acrotère

### III.2.2. Calcul de la force sismique

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique  $F_P$  appliqué à sa partie supérieure.

Si  $F_P > 1,5 Q$  ; on va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures de ferrailage

On a :

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

Avec :

$F_P$  : force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.

$A$  : coefficient d'accélération pour la zone III, groupe 2,  $A = 0,25$

$C_P$  : facteur des forces horizontales ( $C_P = 0,8$ ) élément consol

$W_P$  : poids de l'acrotère  $W_P = 2,229kN/ml$

$$F_P = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,229 = 1.7832kN/ml$$

$$1,5 Q = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ kN /m}$$

Donc  $F_P = 1,78332 > 1,5$

Alors on va utiliser la force sismique  $F_P$  pour le calcul des efforts qui agissent sur l'acrotère.

$$\text{pour une bande de } 1\text{m de largeur} \begin{cases} G = 2,229\text{kN/ml} \\ Q = 1.7832\text{KN/ml} \end{cases}$$

### III.2.3. Calcul des efforts

Pour une bande de  $1\text{m}$  de largeur

#### E.L.U

$$\begin{aligned} N_u &= 1,35G = 3,01\text{kN} \\ M_u &= 1,5Q.h = 1,605\text{kNm} \\ T_u &= 1,5Q = 2,6748\text{kN} \end{aligned}$$

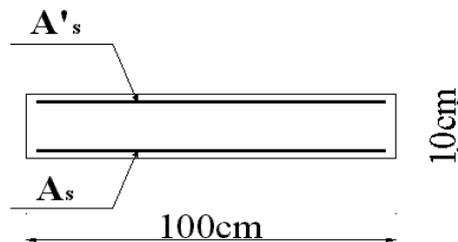
#### E.L.S

$$\begin{aligned} N_{ser} &= G = 2,229\text{kN} \\ M_{ser} &= Q.h = 1,07\text{kNm} \\ T_{ser} &= Q_h = 1,7832\text{kN} \end{aligned}$$

### III.2.4. Ferrailage de l'acrotère

$$e = 10\text{cm} ; b = 100\text{cm} ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17\text{MPa} ; c = c' = 2\text{cm} ; h = 10\text{cm} ; f_e = 400\text{MPa}$$

$$M_u = 1,605\text{ kN.m} ; N_u = 3,01\text{kN} ; d = 0,9 h = 9\text{ cm}$$



- Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,605}{3,01} = 53,32\text{cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée (spc)}$$

- Calcul du moment fictif «  $M_f$  »

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 1,698\text{kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,014$$

$$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0 \quad \text{Les armatures comprimées ne sont nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,017$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,93\text{cm}$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 60,98\text{mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 52,07\text{mm}^2$$

$$\text{Donc} \begin{cases} A_{s1} = 0\text{cm}^2 \\ A_{s2} = 0,52\text{cm}^2 \end{cases}$$

#### ▪ Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; f_e = 400\text{MPa} ; b = 100\text{cm} ; d = 9\text{cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1\text{cm}^2 ; 1,087\text{cm}^2 \} = 1,087\text{cm}^2$$

Donc : nous optons finalement pour  $6 \phi 6 = 1,70\text{cm}^2$

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

#### ▪ Armatures de répartitions

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425\text{cm}^2$$

Nous choisissons 4T6 = 1,13cm<sup>2</sup> avec un espacement

$$S_t = \frac{60 - 5}{3} = \frac{55}{3} = 18,33\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}.$$

III.2.5. Vérification à l'E.L.S

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion composée à ELS. Voir Annexe).

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48cm \quad \text{On prend } e_0 = 48 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 3cm$$

On a  $e_0 = 48 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm} \Rightarrow$  Section Partiellement Comprimée.

On doit vérifier le béton et l'acier

Position de l'axe neutre

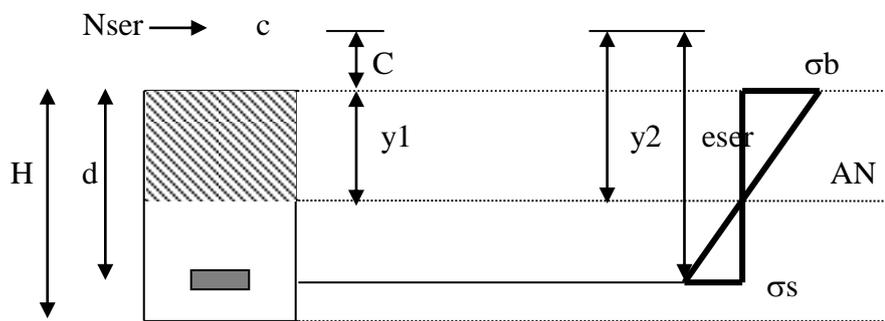


Fig III .3. : Diagramme des contraintes de section partiellement comprimée.

On a :

$$Y1 = yc + C$$

C : distance de centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section

$$C = e - h / 2 = 48 - 10/2 = 43 \text{ cm}$$

$$eser = [ C + ( d - h/2) ] \Rightarrow eser = 47 \text{ cm}$$

$$c = d - eser = 9 - 47 = -38 \text{ cm}$$

D'après le BAEL 91(modifier 99) on doit résoudre l'équation suivante :

$$Y23 + Py2 + q = 0 \dots\dots\dots(*)$$

Avec :

yc : la distance entre le centre de pression et l'axe neutre

$$P = -3c^2 - \frac{90A_s'(c - c')}{b} + \frac{90A_s(d - c)}{b} = -3c^2 + \frac{90}{b} A_s (d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A_s'(c - c')^2}{b} - \frac{90A_s(d - c)^2}{b} = -2c^3 - \frac{90}{b} A_s (d - c)^2$$

$$\text{Avec } AS' = 0 \quad \Rightarrow \quad P = -4260,09 \text{ cm}^2$$

$$q = 106364,23 \text{ cm}^3$$

D'où l'équation (\*) devient

$$Y^3 - 4260Y^2 + 106364,23 = 0$$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 (modifiés 99) :

$$\Delta = q^2 + 4p^3/27 = -1,4 \cdot 10^8$$

D'où :

$$\cos \varphi = \left[ \frac{3q}{2P} \sqrt{\frac{-3}{P}} \right] = -0,994$$

$$\cos \varphi = -0,994 \Rightarrow \varphi = 173,72^\circ$$

Après itération on trouve :

$$Y_1 = a \cos (\varphi / 3) = 40,04 \text{ cm}$$

$$Y_2 = a \cos (\varphi / 3 + 240^\circ) = 35,27 \text{ cm}$$

$$Y_3 = a \cos (\varphi / 3 + 120^\circ) = -75,31 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } a = 2 \sqrt{-P/3} = 75,37$$

La solution qui convient :  $y_c = 40,04 \text{ cm}$

Car :  $0 < y_{se} = y_c + c < h$

$$0 < y_{se} = 40,04 - 38 = 2,04 \text{ cm}$$

▪ **Calcul du moment d'inertie de la section**

$$I = \frac{by_{SER}^3}{3} + 15A_s(d - y_{SER})^2 = \frac{100 \times 2,04^3}{3} + 15 \times 1,7 \times (9 - 2,04)^2 = 1518,25 \text{ cm}^4$$

$$I = 1518,25 \text{ cm}^4$$

▪ **Contrainte du béton**

$$\sigma_c = K \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b \text{ avec } \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{N_{SER}}{I} \times y_c \Rightarrow K = \frac{2.229 \times 10^3}{1518,25 \times 10^4} \times 40,04 \times 10$$

$K = 0,059 \text{ N/mm}^3$

$\sigma_c = 0,036 \times 2,04 \times 10 = 1,2036 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_c = 1,2036 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

**a. Contraintes de l'acier**

$\sigma_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier tendu}$

$\sigma'_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier comprimé}$

$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$

$\sigma_s = 61,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

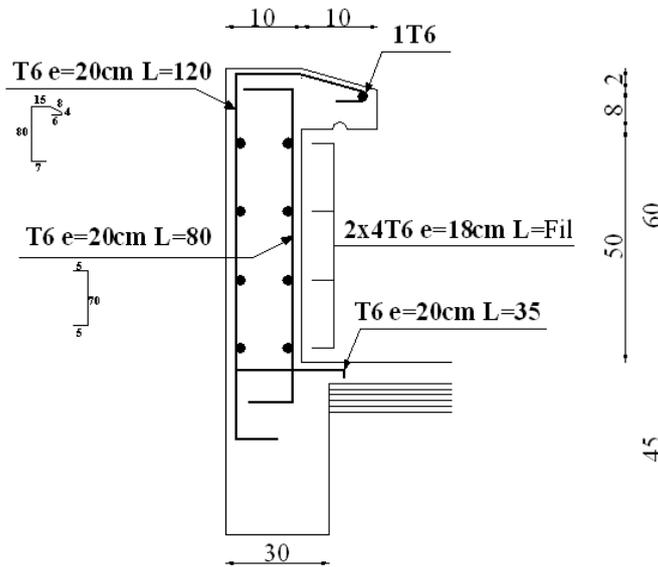
$\sigma'_s = 35,62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

**III.2.6. Vérification de l'effort tranchant**

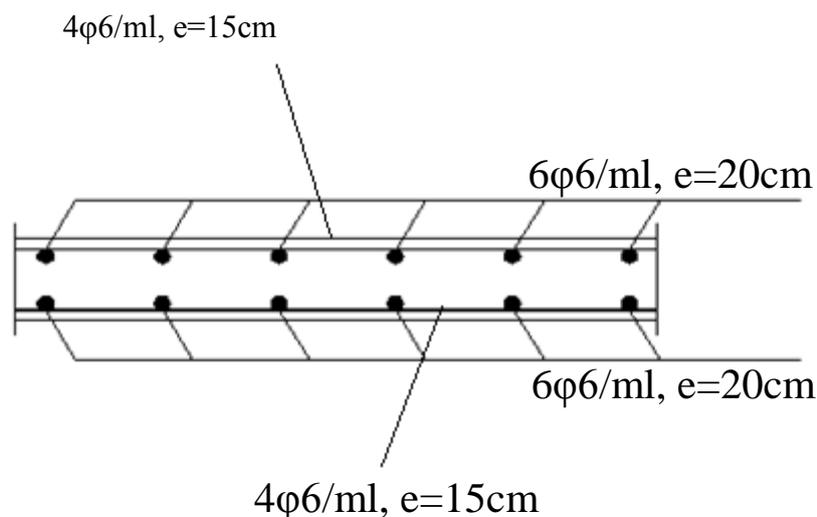
La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$

$\tau_u = \frac{3,21 \cdot 10^3}{90 \cdot 10^3} = 0,029 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$



**Fig III.4. Schéma de ferrailage de l'acrotère (coupe verticale)**



**Fig III.5. Schéma de ferrailage de l'acrotère (coupe horizontale)**

### III.3. Etude et calcul des planchers

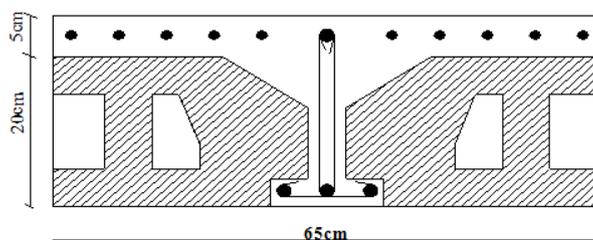
Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales, les transmettent aux éléments porteurs et ils isolent aussi les différents étages du point de vue thermique et acoustique. On distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

#### - III.3.1 Planchers en corps creux

Le plancher en corps creux est constitué de deux systèmes :

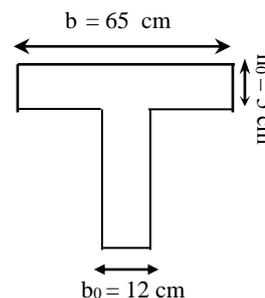
- système porteur : poutrelles à treillis et table de compression de 5cm d'épaisseur
- système coffrant c'est-à-dire des corps creux de dimension  $(20 \times 20 \times 65) \text{ cm}^2$ .



**Fig III.6. Coup du plancher en corps creux**

**III.3.1.1. Etude des poutrelles :**

- Les poutrelles sont des éléments préfabriqués ; leurs calculs sont assimilés à celui d'une poutre semi encastrée aux poutres de rives.

**A- Calcul des poutrelles :**

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

1<sup>ère</sup> étapes : avant le coulage de la table de compression

2<sup>ème</sup> étapes : après le coulage de la table de compression

**A.1) 1<sup>ère</sup> étapes :** Avant le coulage de la table de compression on considère la poutrelle comme simplement appuyée, elle supports son poids propre, le corps creux et la charge d'exploitation due à l'ouvrier  $Q=1\text{KN/m}^2$

**A.1.1) Evaluation des charges et surcharge :**

- **Charges permanentes :**

- poids propre de la poutrelle :  $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/m}$

- poids propre du corps creux :  $0,65 \times 0,2 \times 14 = 1,82 \text{ kN/m}$

$$G_T = 1,97 \text{ kN/m}$$

- **Charge d'exploitation :**  $Q = 0,65 \times 1 = 0,65 \text{ kN/m}$

**A.1.2) Combinaison des charges :**

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

- ▶ **Plancher terrasse :**

On a :  $L_{\max} = 4,78\text{m}$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,6345\text{kN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 2,62\text{kN/m}$$

$$M_u = \frac{3,6345 \cdot 4,78^2}{8} = 10,38\text{kN.m}$$

$$M_s = \frac{2,62 \cdot 4,78^2}{8} = 7,48\text{kN.m}$$

**A.1.3. Ferrailage :**

La poutrelle travaille en flexion simple, et les dimensions sont :

$$h = 5 \text{ cm} ; b = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 4,5 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{10,38 \times 10^6}{120 \times 45^2 \times 14,17} = 3,01 > 0,392 \Rightarrow A_s' \neq 0$$

D'après les résultats obtenu, les armatures de compression sont nécessaires ; mais il est impossible de placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaisements verticaux pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et leur coulage sans qu'elle fléchisse.

**A.2) 2<sup>ème</sup> Etape de calcul (après coulage) :**

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutre en "Té"

$$b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; h_t = 25 \text{ cm} ; d = 0,9 h_t = 22,5 \text{ cm}.$$

**A.2.1. Evaluation des charges :****► Plancher terrasse :**

$$G = 7,24 \times 0,65 = 4,62 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml}$$

**► Plancher courant**

$$G = 5,67 \times 0,65 = 3,68 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{ kN/ml}$$

**A.2.2. Charges sollicitant les poutrelles :****► Plancher terrasse :**

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5 Q \quad \Rightarrow q_u = 7,7 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{ELS} : q_s = (G + Q). \quad \Rightarrow q_s = 5,595 \text{ kN/ml.}$$

**► Plancher courant :**

$$\text{ELU} : q_u = (1,35G + 1,5 Q). \quad \Rightarrow q_u = 6,42 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{ELS: } q_s = (G + Q). \quad \Rightarrow q_s = 4.66 \text{ kN/ml.}$$

✓ **Conclusion :**

Le plancher terrasse est le plus sollicité

### A.2.3 Calcul des moments :

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

- **La méthode forfaitaire.**
- **La méthode de Caquot.**

#### 1. Méthode de forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1)  $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :  $0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$
- 4) Fissuration non préjudiciable.

♦ **Exposé de la méthode :**

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximums sur appuis et en travées ; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique  $M_0$  dans la travée.

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$M_t \geq \max (1,5M_0; (1 + 0,3\alpha) M_0) - \left( \frac{M_w - M_e}{2} \right)$$

$$M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2} & (1) \\ (1,2 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2} & (2) \end{cases}$$

(1): Travée intermédiaire.

(2): Travée de rive.

$M_0$  : valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$  : valeur absolue des moments sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

$M_t$ : moment maximal dans la travée considérée.

**\*Moment sur Appui :**

- $M = 0,2 M_0$  appuis de rive.
- $M = 0,6 M_0$  pour une poutre à deux travées.
- $M = 0,5 M_0$  appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $M = 0,4 M_0$  les autre appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

**2. Méthode de CAQUOT :**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifié.

Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

♦ **Exposé de la méthode :**

**\* Moment sur Appuis :**

$$-M_a = 0,15M_0 \dots \dots \dots \text{Appuis de rives}$$

$$-M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} \dots \dots \dots \text{Appuis intermediaires}$$

Avec :  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

**\*Moment en travée :**

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left( \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right)x + M_w$$

Avec :

$M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$  : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

$q_w$  : Charge répartie à gauche de l'appuis considérée.

$q_e$  : Charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcul, de chaque coté de l'appuis, les longueurs de travées fictives " $l'_w$ " à gauche et " $l'_e$ " à droite, avec :

$l' = l \dots \dots \dots$  pour une travée de rive

$l' = 0,8l \dots \dots \dots$  pour une travée intermédiaire

Où " $l$ " représente la portée de la travée libre.

**\*Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

$T_w$  : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

$T_e$  : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque coté de l'appuis, les longueurs de travées fictives " $l'_w$ " à gauche et " $l'_e$ " à droite, avec :

$l'=l$ .....pour une travée de rive

$l'=0,8l$ .....pour une travée intermédiaire

Où " $l$ " représente la portée de la travée libre.

**\*Effort tranchant :**

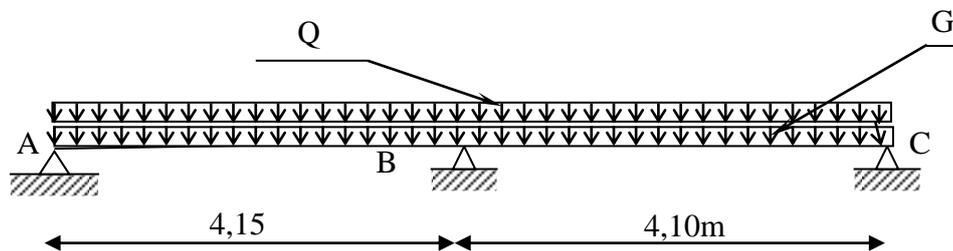
$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

$T_w$  : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

$T_e$  : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

**1<sup>er</sup> TYPE : poutrelle à deux travées.**



**Fig.III.7. Schéma statique de la poutrelle à deux travées**

**1. choix de la méthode de calcul :**

**1 Méthode de forfaitaire:**

▪ **Application :**

1)  $Q = 1\text{kN/m}^2 < \begin{cases} 5 \text{ kN/m}^2 \\ 2G = 8.78 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$  ..... condition vérifié.

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

3)  $\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4.15}{4.10} = 1.012 \Rightarrow 0,8 < 1.012 < 1,25$  .....condition vérifier

4) La fissuration est non préjudiciable  
 ⇒ Alors cette méthode est applicable.

## 2. Calcul des moments :

ELU

Travée A-B

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{7,7(4,15)^2}{8} = 16,58 \text{ kN.m}$$

Travée B-C:

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{7,7(4,10)^2}{8} = 16,17 \text{ kN.m}$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 0,2 M_0 = 3,316 \text{ kN.m}$$

$$M_b = 0,6 M_0 = 9,948 \text{ kN.m}$$

$$M_c = 0,2 M_0 = 3,234 \text{ kN.m}$$

## Moment en travée :

- Travée A-B :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 M_0 \\ (1 + 0,3 \alpha) M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$\text{Donc : } \alpha = QB / (QB + G)$$

$$\alpha = 0,174$$

$$\Rightarrow M_t = 10,81 \text{ kN.m}$$

- Travée B-C :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 M_0 \\ (1 + 0,3 \alpha) M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$\text{Donc : } \alpha = QB / (QB + G)$$

$$\alpha = 0,174$$

$$\Rightarrow M_t = 10,42 \text{ kN.m}$$

**ELS**

-Travée A-B :

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{5,595 \cdot (4,15)^2}{8} = 12,04 \text{ kN.m}$$

-Travée B-C:

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{5,591 \cdot (4,10)^2}{8} = 11,74 \text{ kN.m}$$

**Moment sur appuis :**

$$M_a = 0,2 M_0 = 2,408 \text{ kN.m}$$

$$M_b = 0,6 M_0 = 7,224 \text{ kN.m}$$

$$M_c = 0,2 M_0 = 2,348 \text{ kN.m}$$

**Moment en travée :**

- Travée A-B :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 M_0 \\ (1 + 0,3 \alpha) M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$\text{Donc : } \alpha = QB / (QB + QG)$$

$$\alpha = 0,174 \quad \Rightarrow \quad M_t = 7,852 \text{ kN.m}$$

- Travée B-C :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 M_0 \\ (1 + 0,3 \alpha) M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$\text{Donc : } \alpha = QB / (QB + QG)$$

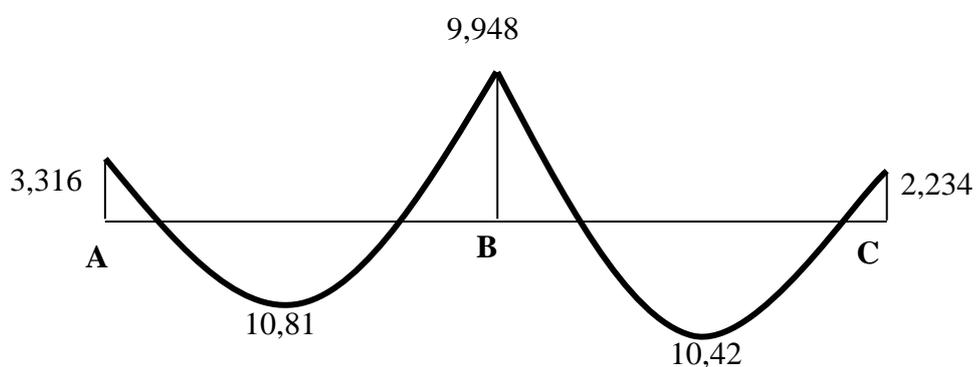
$$\alpha = 0,174$$

$$\Rightarrow \quad M_t = 7,556 \text{ kN.m}$$

Tableau III.1. Moments sur appuis et en travée.

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée réelle (m)	Portée fictive (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS				ELU	ELS	ELU		ELS	
								$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$
1	-3,316	-2,408	AB	4,15	4,15	10,81	7,852	17,51	-14,38	13,21	-10,01
2	-9,948	-7,224	BC	4,10	4,10	10,42	7,552	17,39	-14,15	13,07	-9,84
3	-2,234	-3,348									

ELU:



ELS:

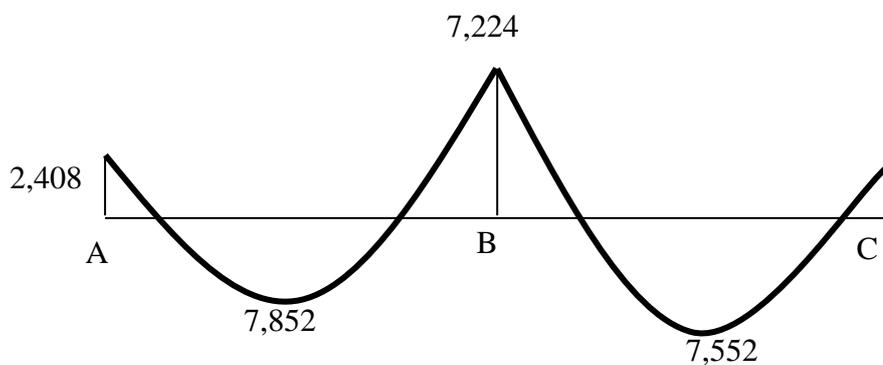


Fig III.8. Diagrammes des moments (kN.m)

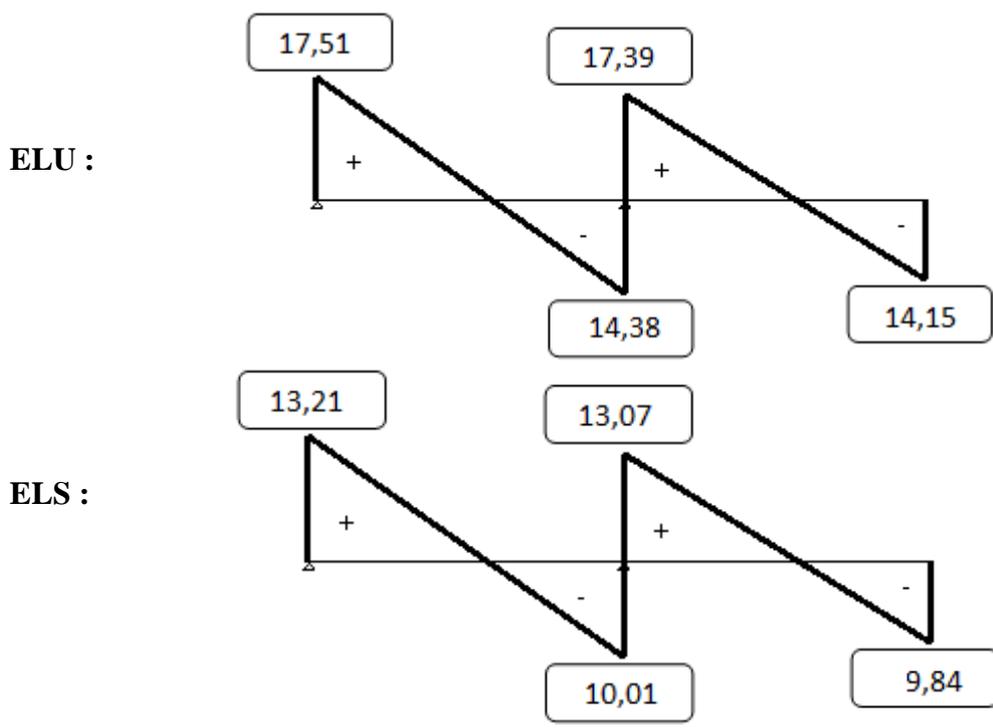


Fig III.9. Diagrammes des Effort tranchant (kN)

2<sup>ème</sup> TYPE : Poutrelle a quatre travées

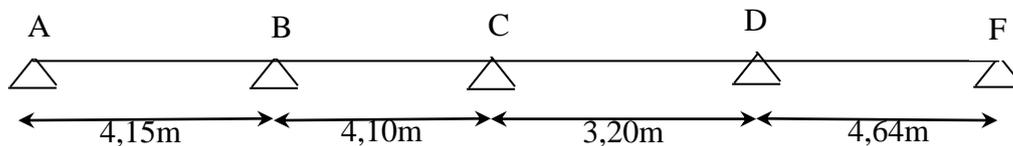


Fig. III.10 : Schéma statique de la poutrelle à quatre travées

1. choix de la méthode de calcul :

Méthode de forfaitaire:

▪ Application de méthode forfaitaire:

1)  $Q = 1 \text{ kN/m}^2 < \begin{cases} 5 \text{ kN/m}^2 \\ 2G = 8.78 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.} \end{cases}$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

$$3) \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4.10}{3,20} = 1.28 \Rightarrow 0,8 < 1,28 < 1,25 \dots\dots\dots \text{condition non vérifié}$$

4) La fissuration est non préjudiciable

On utilise la méthode de Caquot (la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée).

**2. Calcul des moments :**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III. 2. Tableau récapitulatif des efforts internes**

Appui	Moment sur appuis (kN.m)		Travée	Portée réelle (m)	Portée fictive (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS				ELU	ELS	ELU		ELS	
								T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>
A	-2,42	-1,8	AB	4,15	4,15	8,29	4	19,1	-12,64	14,73	-8,47
B	<b>-15,41</b>	<b>-15,86</b>	BC	4,10	3,28	-3,61	-6,43	15,01	-16,16	10,78	-12,14
C	-12,62	-9,16	CD	3,20	2,56	-7,59	<b>-9,29</b>	13,16	-11,48	9,792	-8,11
D	-15,32	-11,17	DF	4,65	4,65	<b>12,04</b>	6,73	15,28	<b>-20,52</b>	10,38	<b>-15,62</b>
F	-3,1	-2,27									

Nous considérons pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

**E.L.U**  $M_{tu}^{max} = 12,04 kNm$   
 $M_{au}^{max} = 15,41 kNm$   
 $T_u^{max} = 20,52 kN$

**E.L.S**  $M_{tser}^{max} = 9,29 kNm$   
 $M_{aser}^{max} = 15,86 kNm$

**A.2.4 Calcul de ferrailage**

**A.2.4.1 Ferrailage en travée**

$h = 25 cm ; h_0 = 5 cm ; b = 65 cm ; b_0 = 12 cm ; d = 0,9h = 22,5 cm ; \sigma_{bc} = 14,17 MPa ; f_e = 400 MPa ;$   
 $f_{c28} = 25 MPa ; f_{t28} = 2,1 MPa$

Le calcul des sections en forme de "Té" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est

- Si  $M_u < M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.05 \times 14,17 \left( 0,225 - \frac{0,05}{2} \right) \times 10^6 = 92,10 kNm$$

On a :  $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b".

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

**Tableau.III.3. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée**

$M_{tu}(kNm)$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	$A$	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
12,04	0,0329	Oui	0	0,0316	22,2156	Oui	10‰	347,82	1,155

- **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,765cm^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1,765cm^2 ; 1,155cm^2\} = 1,765cm^2$$

Choix : 3T10 ( $A_s = 2,36cm^2$ )

#### A.2.4.2 Ferrailage sur appuis

Nous avons  $M_{au}^{\max} = 15,41kNm < M_{tab} = 92,10kNm$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ) en flexion simple.

**Tableau.III.4. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis**

$M_{au}(kN.m)$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	$A$	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
15,41	0,179	Oui	0	0,24	20,34	Oui	9,56	347,82	2,17

- **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,326cm^2$$

$$A_s = 2,17cm^2 > A_s^{\min} = 0,326cm^2$$

Choix : 2T12 ( $A_s = 2,26cm^2$ )

#### A.2.5 Vérifications :

##### A.2.5.1 Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $T_u^{\max} = 20,52kN$ .

Nous devons vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{20,52 \times 10^3}{120 \times 225} = 0,76\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Au voisinage des appuis**

- **Appuis de rives [1]**

- **Vérification de la compression du béton**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $T_u = 13,32\text{kN}$  (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{20,52 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} = 0,844\text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s = 2,26\text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,3422\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires**

- **Vérification de la contrainte de compression**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0 d} = \frac{16,16 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} = 0,665\text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s = 2,26\text{cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -0,172 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**A.2.5.2 Vérification à l'E.L.S**

La fissuration est considéré peu nuisible, donc pas de vérification a faire a l'état de l'ouverture des fissure est elle se limite à celle concernant de compression de béton

- **Vérification des contraintes du béton**

Soit “y” la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimée.

La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance “y” de l'axe neutre [1] :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, nous devons vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

**Détermination de l'axe neutre**

Nous supposons que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

loAvec :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  ;  $b=65$  (travée) ;  $b_0=12$ cm(appuis) ;  $c=c'=2,5$ cm

y : est une solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si  $y < h_0 \Rightarrow$  l'hypothèse est vérifiée
- Si  $y > h_0 \Rightarrow$  la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

**Tableau.III.5. Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS**

	$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Vérification
<b>Travée</b>	9,29	2,36	4,82	13491,64	3,31	Vérifiée
<b>Appuis</b>	15,86	2,26	4,35	12950,86	3,32	

• **Vérification de la flèche [1]**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

$h=25$ cm;  $b_0=12$ cm;  $d=22,50$ cm;  $L=3,20$ m;  $M_{tser}=9,29$ kN.m ;  $M_0=7,16$ kNm ;  $A_s=2,36$ cm<sup>2</sup> ;  $f_e=400$ MPa.

- $\frac{h}{L} = 0,078 < 0,0625$ .....non vérifiée
- Alors: •  $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,00874 < 0,0105$ .....vérifiée
- $\frac{h}{L} = 0,078 < 0,062$ .....non vérifiée

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$  [1].

(Tel que :  $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,64cm$  ( $L < 5m$ ))

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$ : La flèche due aux charges de longues durée.

**- Position de l'axe neutre "  $y_1$  "**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left( \frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

**- Moment d'inertie de la section totale homogène "  $I_0$  "**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3} (y_1-h_0)^3 + 15A_s (d-y_1)^2$$

**- Calcul des moments d'inerties fictifs**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$$

..... Pojbbhur la déformation instantanée.

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$$

..... Pour la déformation différée.

$\delta = \frac{A_s}{b_0 d}$  : Pourcentage des armatures.

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau.III.6. Récapitulatif du calcul de la flèche**

$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y_1$ (cm)	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
9,29	2,36	8,67	0,011	165,1	3,73	1,49	0,60	23895,41	13378,46	20792,68

**- Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 \text{MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40 \text{MPa}$$

**- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,22 \text{cm} \quad (L = 3,20 \text{m})$$

**- Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,42 \text{cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,20 \text{cm} < \bar{f} = 0,64 \text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**A.2.6 Calcul des armatures transversales et l'espacement**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance *FeE24* ( $f_e = 235 \text{MPa}$ )

- « **BAEL 91 modifié 99** »

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{cm}) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- « **RPA 99 version 2003** »

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l\right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

$\phi_l$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,60 \text{cm}; 1 \text{cm}; 1,20 \text{cm}) = 0,60 \text{cm}$$

Nous adoptons :  $\phi_l = 6 \text{mm}^*$

Donc :

- Selon le « BAEL 91 modifié 99 »

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 5.10^{-4} \text{ cm} \\ S_t \leq 20,25 \text{ cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0.012 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon le « RPA 99 version 2003 »

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ S_t \leq 6,25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq 12,50 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

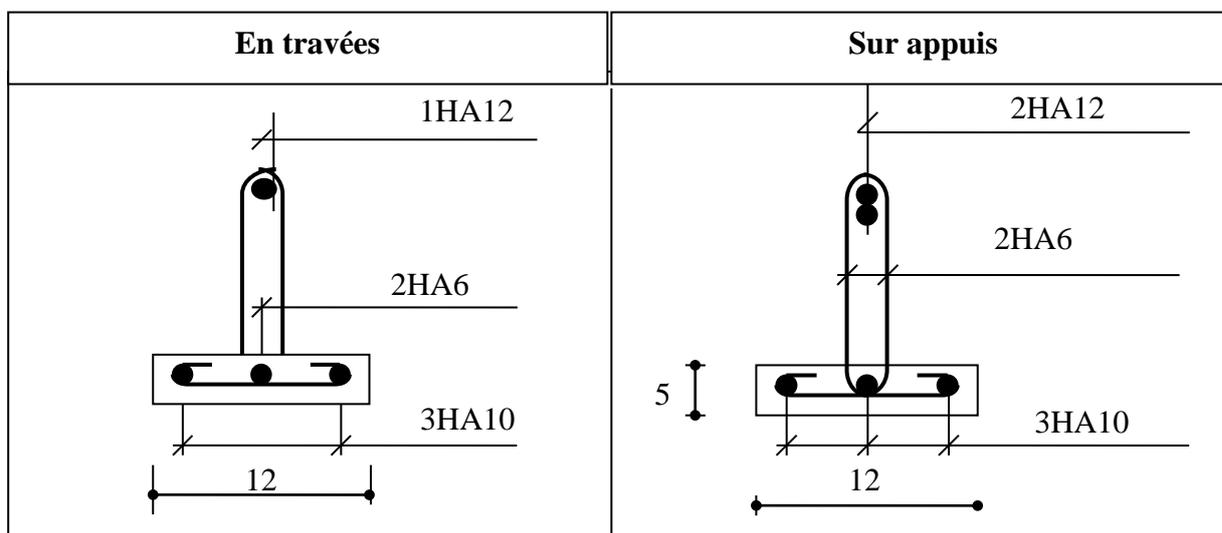
**Choix des armatures**

Nous adoptons :  $A_t = 2\text{Ø}6 = 0,57 \text{ cm}^2$

**Choix des espacements**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83 \text{ cm}$$

Donc :  $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$



**Fig III.11. Disposition constructive des armatures des poutrelles**

### III.3.1.2 Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{fe} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec :

$L_1$  : Distance entre axes des poutrelles ( $L_1=65\text{cm}$ )

$A_1$  : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

$A_2$  : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

Donc nous obtenons :  $A_1=0,65\text{cm}^2/\text{ml}$

Nous prenons :  $5\text{Ø}6=1,41\text{cm}^2$

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

- **Armatures de répartitions**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,71\text{cm}^2$$

Soit :  $5\text{Ø}6=1,41\text{cm}^2 \rightarrow S_t=20\text{cm}$

#### Conclusion

Pour le ferrailage de la dalle de compression, nous adoptons un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

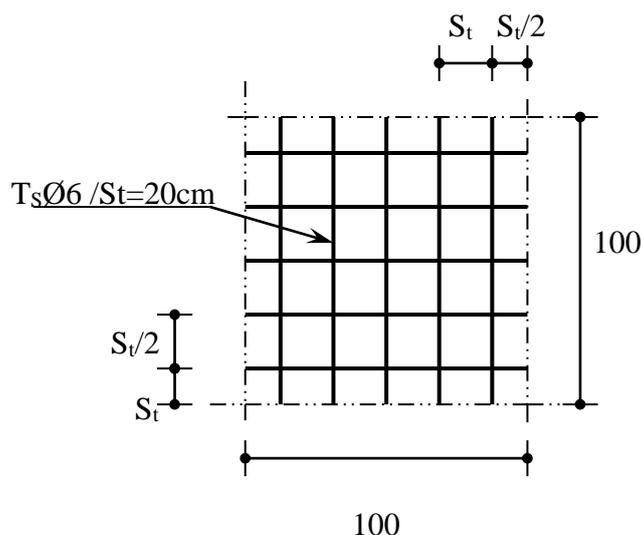


Fig III.12. Disposition constructive des armatures de la table de compression

### III.3.2. Plancher en dalle pleine

Les dalles pleines sont des pièces minces et planes en béton avec armatures incorporées, cette dalle peut reposer sur deux, trois ou quatre appuis.

Dans notre structure, on a :

- des dalles pleines sous forme rectangulaire qui reposent sur quatre appuis.

#### III.3.2.1. Evaluation des charges [1]

$$G=6,17kN/m^2, Q=2,5kN/m^2.$$

**ELU**

$$q_u=1,35G+1,5Q=12,08kN/m^2$$

**ELS**

$$q_{ser}=G+Q=8,67kN/m^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.00}{4.58} = 0.87 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

#### III.3.2.2. Calcul des moments

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et  $\nu$ .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$$\rho = 0,87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0486 \\ \mu_y = 0,7244 \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire [1].

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 9,39kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6,80kNm$$

- **Moments en travées**

$$M_{tx}=0,85M_x=7,04kNm$$

$$M_{ty}=0,85M_y=5,00.1kNm$$

- **Moments sur appuis**

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=4,70kNm$$

#### III.3.2.3. Ferrailage de la dalle

$$b=100cm ; h=15cm ; d=0,9h=13,5cm ; f_e=400MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{i28}=2,1MPa ; \sigma_s=348MPa$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.7. Ferrailage de la dalle pleine

	Sens	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
Travée	x-x	7,04	0,027	0	0,034	13,31	1,52	5T10	3,93	20
	y-y	5,01	0,019		0,023	13,37	1,08			
Appuis	x-x	4,7	0,018		0,022	13,38	1			
	y-y									

Espacement

• Travée

Sens x- x,  $esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifiée$

Sens y-y,  $esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(4h;45cm) = 45cm.....Vérifiée$

• Appuis

Sens x-x,  $esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifiée$

Sens y-y,  $esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(4h;45cm) = 45cm.....Vérifiée$

III.3.2.4. Condition de non fragilité

$h=e=15cm; b=100cm$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,28cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,2cm^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,87 \end{cases}$$

• Travée

Sens x-x,  $A_x = 3,93cm^2 > A_s^{min} = 1,28cm^2 .....Vérifiée$

Sens y-y,  $A_y = 3,93cm^2 > A_s^{min} = 1,2cm^2 .....Vérifiée$

• Appuis

Sens x-x,  $A_x = 3,93cm^2 > A_s^{min} = 1,28cm^2 .....vérifiée$

Sens y-y,  $A_y = 3,93cm^2 > A_s^{min} = 1,2cm^2 .....vérifiée$

III.3.2.5. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{12,08 \times 4 \times 4,58}{2 \times 4 + 4,58} = 17,59 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 16,10 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 17,59 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{17,59 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

### III.3.2.6. Vérification à L'ELS

#### a. Evaluation des sollicitations à l'ELS

##### a. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 7,71 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 6,23 \text{ kNm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 5,79 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 4,67 \text{ kNm} \\ M_a = 0,5 M_x = 3,86 \text{ kNm} \end{cases}$$

##### b. Vérification des contraintes

- **Béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Acier**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left( \frac{f_e}{2}; 110 \sqrt{\eta F_{tj}} \right) \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec :

$$F_{tj} = 2,10 \text{ MPa}$$

$$l\eta = 1,6; \text{ pour HA}; f_e = 400 \text{ MPa}$$

#### 1- Détermination de la valeur de « y »

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s (y - c') - nA_s (d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

#### 2- Moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s (d - c')^2 + nA_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.8. Vérification des contraintes à l'ELS

		$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
<b>Travée</b>	(x-x)	5,79	3,93	3,44	7322,86	8,38	vérifiée	125,71	vérifiée
	(y-y)	4,67	3,93	3,44	7322,86	6,75		101,39	
<b>Appuis</b>		3,86	3,93	3,44	7322,86	5,58		83,81	

**c. Vérification de la flèche [1]**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left. \begin{array}{l}
 1 - \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\
 2 - \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\
 3 - \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e}
 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases}
 0,028 > 0,037 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \\
 0,028 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\
 3,34 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée}
 \end{cases}$$

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ .

Tel que :  $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,91cm \quad (L < 5m)$

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$ : La flèche due aux charges de longues durée.

**- Position de l'axe neutre "y<sub>1</sub>"**

$$y = \frac{b \frac{h^2}{2} + 15 A_s d}{bh + 15 A_s}$$

**- Moment d'inertie de la section totale homogène "I<sub>0</sub>"**

$$I_0 = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \frac{b_0}{3} \cdot (h - y_1)^3 + 15 A_s \cdot (d - y)^2$$

**- Calcul des moments d'inerties fictifs**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$\delta = \frac{A_s}{bd}$  : Pourcentage des armatures.

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau.III.9. Récapitulatif du calcul de la flèche**

$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y_1$ (cm)	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
5,79	3,93	7,72	0,003	109,13	7,00	2,80	0,7	21848,15	4073,38	7381,13

- Calcul des modules de déformation

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

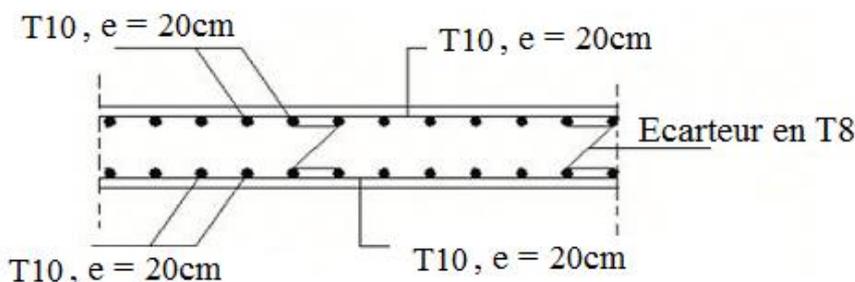
- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,95cm \quad (L = 4,58m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 1,53cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,58cm < \bar{f} = 0,91cm \dots\dots\dots vérifiée$$



**Fig. III.13. Disposition constructive des armatures de la dalle pleine**

### III.4. Escaliers

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escalier ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droits, et qui se composent de deux volées et un palier chacun.

**III.4.1. Définition des éléments d'un escalier**

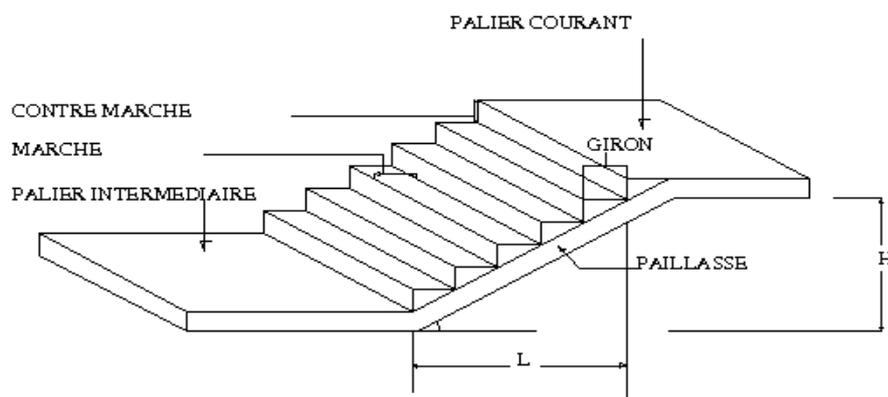
On appelle « marche » la partie horizontale (*M*) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (*C.M*) de ces gradins.

*h* : Hauteur de la marche.

*g* : Largeur de la marche.

*L* : Longueur horizontale de la paillasse.

*H* : Hauteur verticale de la paillasse.



**Fig III.14. Dimensions de l'escalier**

\*Pour une réalisation idéale et confortable nous devons avoir  $2h+g=64$

Nous obtenons, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$2h+g=64$  ..... (1)

$n \times h = H$  ..... (2)

$(n-1)g=L$  ..... (3)

Avec :

*n* : Le nombre des contre marches

$(n-1)$  : Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), nous obtenons [6]:

$64n^2-n(64+2H+L)+2H=0$

Avec :

*n* : La racine de l'équation

III.4.2. Escalier

a. Dimensionnement

L'escalier est schématisé ci-dessous .

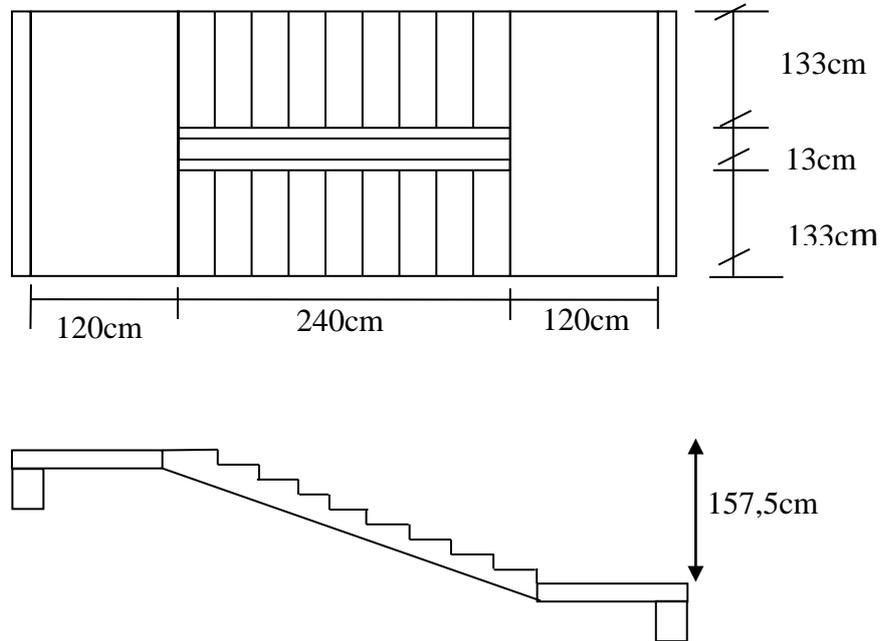


Fig. III.15 : vue en plan et coupe verticale d'escalier.

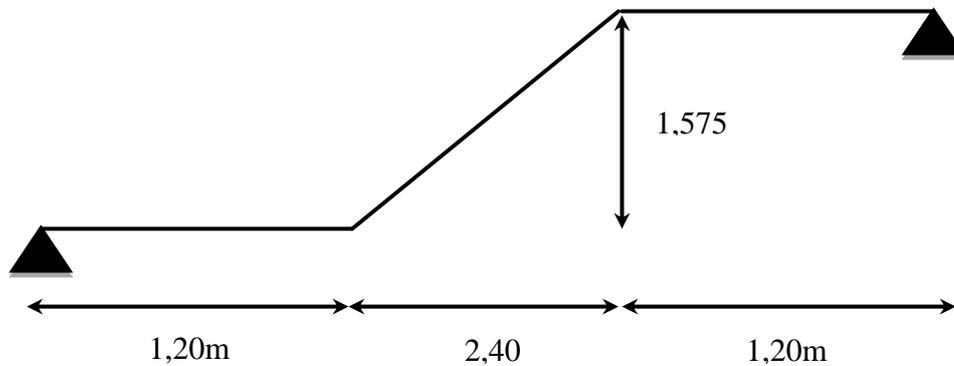


Fig III.16. Dimension d'escalier

$$64n^2 - n619 + 315 = 0$$

Solution

$$n_1 = 0,54 \dots \dots \dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 9,4$$

Donc nous prenons :

- le nombre de contre marche .....  $n = 9$
- le nombre des marches .....  $n - 1 = 8$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 0,175m = 17,5cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0,30m = 30cm$$

**b. Vérification de l'équation de « BLONDEL »**

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 65cm \\ h = 17cm \\ g = 30cm \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**c. Détermination de l'épaisseur de la paillasse**

$$L = \sqrt{1,575^2 + 2,40^2} + 1,2 = 4,07 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec } L=407cm \quad \Rightarrow \quad 13,56 \leq e \leq 20,35cm$$

Nous prenons donc l'épaisseur  $e=20 \text{ cm}$

**N.B :** Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

**d. Angle d'inclinaison de la paillasse**

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{157,5}{240} = 0,656 \Rightarrow \alpha = 33,26^\circ$$

**III.4.2.1. Evaluation des charges**

**a. Palier**

**a. 1. Charges permanentes**

- Carrelage ( $e=2cm$ ) .....	0,44KN/m <sup>2</sup>
- Mortier de pose ( $e=2cm$ ) .....	0,40KN/m <sup>2</sup>
- Lit de sable ( $e=3cm$ ) .....	0,54KN/m <sup>2</sup>
- Dalle pleine ( $e=20cm$ ) .....	5,00KN/m <sup>2</sup>
- Enduit en ciment ( $e=2cm$ ) .....	0,36KN/m <sup>2</sup>
	<b><math>G_1=6,74KN/m^2</math></b>

**a. 2. Charge d'exploitation**

$$Q_1=2,50KN/m^2$$

**b. Paillasse**

**b. 1. Charges permanentes**

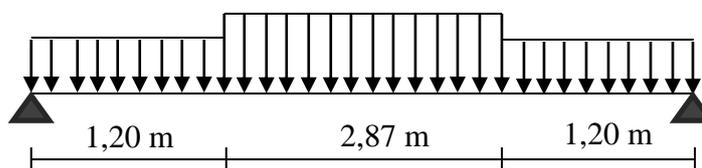
- Carrelage ( $e=2cm$ ) .....	0,44KN/m <sup>2</sup>
- Mortier de pose ( $e=2cm$ ) .....	0,40KN/m <sup>2</sup>
- Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0,175}{2} =$ .....	2,187KN/m <sup>2</sup>
- Poids propre de la paillasse $\left( \frac{25 \times 0,20}{\cos 33,26} \right) =$ .....	5,97KN/m <sup>2</sup>
- Garde corps .....	1,00KN/m <sup>2</sup>

- Enduit en ciment ( $e=2cm$ ) .....  $\frac{0,36KN/m^2}{G_2=10,35KN/m^2}$

**b. 2. Charge d'exploitation**

$Q_2=2,50KN/m^2$

**III.4.2.2. Schéma statique**



**Fig III.17. Schéma statique d'escalier des etages courant**

**III.4.2.3. Combinaison des charges**

*E.L.U*

$q_{u1}=1,35G_1+1,5Q_1$

$q_{u2}=1,35G_2+1,5Q_2$

*E.L.S*

$q_{ser1}=G_1+Q_1$

$q_{ser2}=G_2+Q_2$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

	$q_1$ (KN/ml)	$q_2$ (KN/ml)
<i>ELU</i>	12,85	17,72
<i>ELS</i>	9,24	12,85

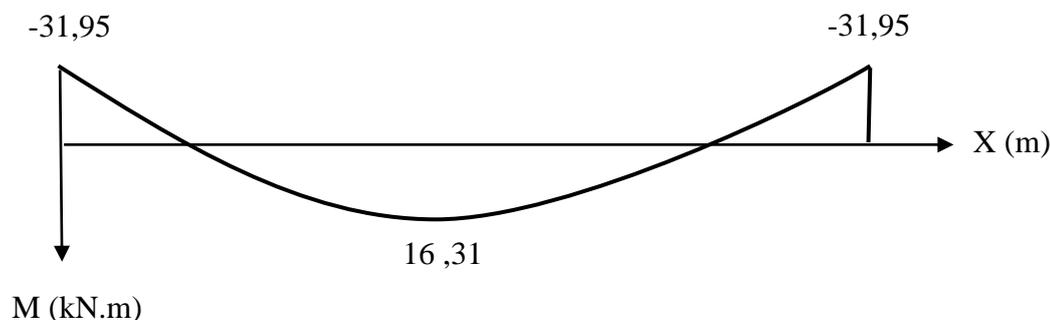
**III.4.2.4. les efforts internes pris au SAP2000**

On considère qu'on a un encastrement partiel aux extrémités (appuis) :

$M_{appui}=0,5Mu$

$M_{travée}=0,85Mu$

**ELU :**



**Fig III.18. Diagramme du moment à l'ELU**

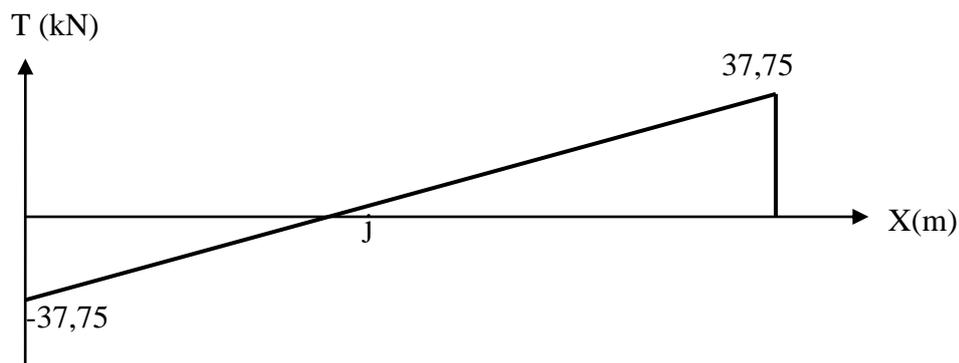


Fig III.19. Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU

ELS :

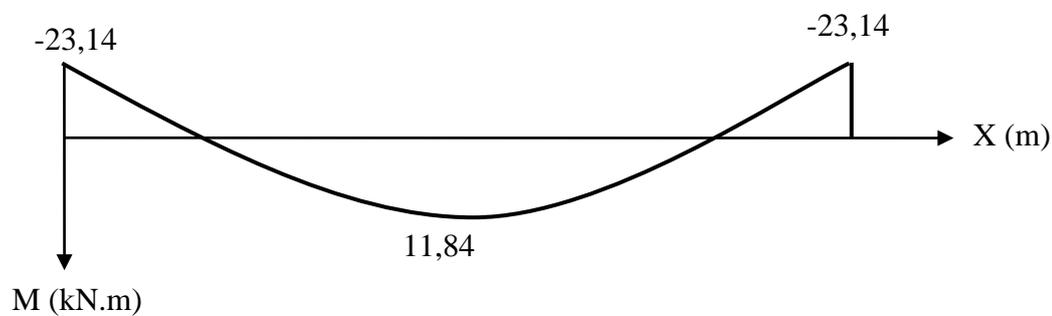


Fig III.20. Diagramme du moment à l'ELS

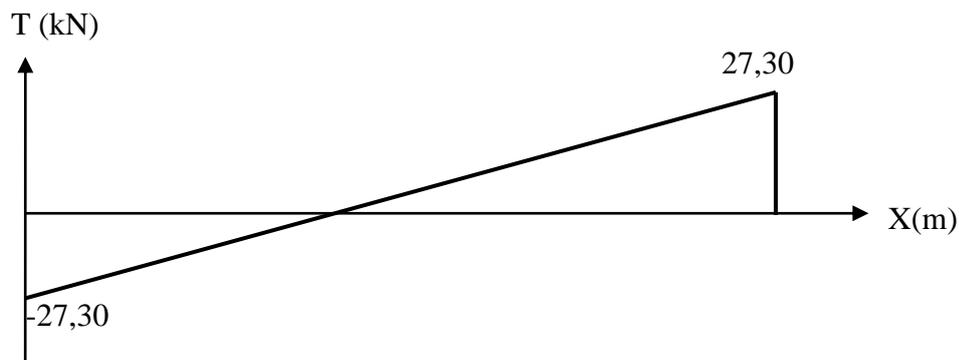


Fig III.21. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

#### III.4.2.5. Calcul des armatures

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ( $b \times h$ )  
Tel que :  $b=100\text{cm}$  ;  $h=20\text{cm}$
- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur  
 $f_{c28} = 25\text{MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,10\text{MPa}$  ;  $\gamma_b = 1,5$  ;  
 $\sigma_s = 348\text{MPa}$  ;  $\gamma_s = 1,15$  ;  $f_e = 400\text{MPa}$

**Tableau III.10. Ferrailage de l'escalier**

	$M_u$ (KN.m)	$A_s^{cal} / ml$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp} / ml$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	16,31	2,64	5T12	5,65
Appuis	31,95	5,29	5T14	7,7

• **Espacement**

▪ *En travée*  $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$

Nous prenons :  $esp=15cm$

▪ *Sur appui*  $esp \leq \frac{100}{5} = 20 cm$

• **Armature de répartition**

▪ *En travée*  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41cm^2/ml \leq A_r \leq 2,83cm^2/ml$

Le choix est de 5T8=2,51cm<sup>2</sup> avec  $S_r=20cm$

▪ *Sur appui*  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,92cm^2/ml \leq A_r \leq 3,85cm^2/ml$

Le choix est de 5T8=2,51cm<sup>2</sup> avec  $S_r=20cm$

**III.4.2.6. Vérification**

**a. Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17cm^2$$

En travée :  $A_s = 5,65cm^2 > A_s^{min} = 2,17cm^2$ .....vérifiée

Sur appui :  $A_s = 7,70cm^2 > A_s^{min} = 2,17cm^2$ .....vérifiée

**b. Effort tranchant**

Nous devons vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33MPa$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{37,75 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,209MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa$$
.....vérifiée

▪ **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,209MPa < 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$$
.....vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**c. Vérification à l'E.L.S**

**c.1. Vérification des contraintes du béton**

- *Position de l'axe neutre*

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- *Moment d'inertie*

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$n=$ ,

$15 ; c' = 2cm ; d = 18cm ; b = 100cm ; A'_s = 0$

Nous devons vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

**Tableau III.11. Vérification à l'E.L.S**

	$M_{ser}(KN.m)$	$A_s (cm^2)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
<i>Travée</i>	11,84	5,65	4,74	18451,26	3,04	Vérifiée
<i>Appui</i>	23,14	7,7	5,39	23585,56	5,29	

**d. 2 Vérification de la flèche [1]**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{527} = 0,0379 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{1,91}{100 \times 18} = 0,00106 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0375 \geq \frac{1}{10} = 0,1 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_t I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right.$$

- **Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictif}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$E_i = 32164,20 \text{MPa}$  ;  $E_v = 10721,40 \text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

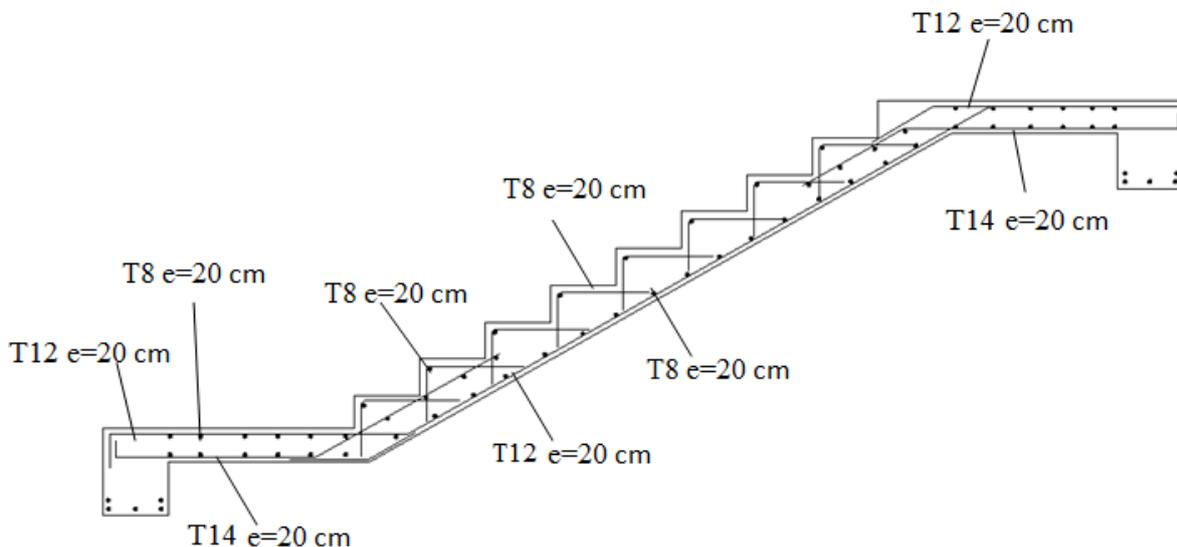
**Tableau III.12. Vérification de la flèche de l'escalier**

$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ ( $\text{cm}^4$ )	$I_{fi}$ ( $\text{cm}^4$ )	$I_{fv}$ ( $\text{cm}^4$ )
11,84	5,65	0,0031	129,39	6,69	2,28	0,79	69378,94	12018,27	22095,005

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,85 \text{ cm} \\ f_v = 1,38 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,53 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,5 + \frac{527}{1000} = 1,03 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,53 \text{ cm} < \bar{f} = 1,03 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$



**Fig III.22. Schéma de Ferrailage de l'escalier**

### III.4.3. Etude de la poutre palière

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

Le schéma statique de la poutre palière est le suivant :

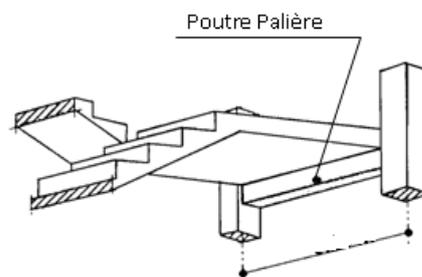
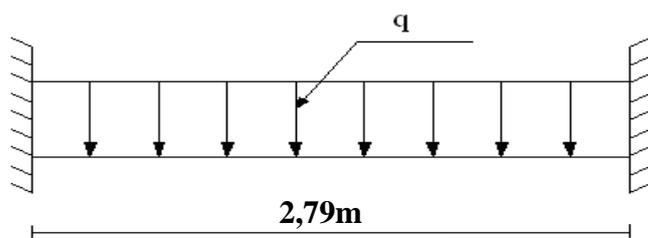


Fig III.23. Schéma statique de la poutre palière

#### III.4.3.1. Predimensionnement :

On a:  $L=2,79m$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 18.6cm \leq h \leq 27.9cm$$

On prend:  $h = 25m$

$$0,2h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 5cm \leq b \leq 17.5cm$$

Le [2] préconise :

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

Nous prenons :  $h = 35cm$  ;  $b = 30cm$

#### III.4.3.2. Evaluation des charges :

La poutre palière est sollicitée par les charge suivante :

-poids propre ..... $0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,62$  kN/ml

-Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier :

$$ELU : G_{réact} = \frac{36,694 \times 2}{2,79} = 26,30 \text{ KN/ml}$$

$$ELS : G_{réact} = \frac{26,555 \times 2}{2,79} = 19,03 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation..... $Q = 2,5$  kN/ml

• **Combinaison des charges**

**E.L.U** :  $q_{ul}=1,35GT+1,5Q$

**E.L.S** :  $q_{ser}=G_T+Q$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$M_u^{travée} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 28,14KN \qquad M_u^{appui} = 0,3 M_u^{travée} = 1385,23 \text{ kg} \cdot m$$

• **Réaction d'appuis**

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{42,61 \times 2,79}{2} = 59,44KN$$

**Tableau III.13. Efforts Interne de la poutre palière**

	<b>q<sub>l</sub> (KN/ml)</b>	<b>Mt (kN.m)</b>	<b>Ma (kN.m)</b>
<b>ELU</b>	42,61	41,63	12,49
<b>ELS</b>	24,15	23,49	7,04

**III.4.3.3.Calcul des armatures:**

Données :  $b=30\text{cm}$ ,  $h=35\text{cm}$

$f_{c28} = 25MPa$  ;  $f_{bc} = 14,17MPa$  ;  $f_{t28} = 2,1MPa$  ;  $\gamma_b = 1,5$  ;  $d=0,9h=31,5\text{cm}$

$\sigma_s = 348MPa$  ;  $\gamma_s = 1,15$  ;  $f_e=400MPa$

**Tableau III.14. Ferrailage de la poutre palière**

	<b>M<sub>u</sub> (kN.m)</b>	<b>μ</b>	<b>μ &lt; μ<sub>R</sub></b>	<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>α</b>	<b>Z (cm)</b>	<b>A<sub>s</sub><sup>cal</sup> / ml (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Choix</b>	<b>A<sub>s</sub><sup>adp</sup> / ml (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Travée</b>	41,63	0,098	Oui	0	0,129	33,19	3,6	5T12	5,65
<b>Appuis</b>	12,49	0,029	Oui	0	0,036	29,26	1,22	3T12	3,39

**III.4.3.4. Vérifications**

**a. Vérifications à l'ELU:**

**a.1. Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,26cm^2$$

**En travée :**

$A_s = 5,65cm^2 > A_s^{min} = 1,26cm^2 \dots\dots\dots$ *vérifiée*

**Sur appui :**

$A_s = 3,39cm^2 > A_s^{min} = 1,26cm^2 \dots\dots\dots$ *vérifiée*

**a.2. Effort tranchant :**

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33MPa \dots\dots\dots$$
(Fissuration peu nuisible)

Tmax= 59,44kN

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{41,66 \times 10^3}{300 \times 315} = 0,44 \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

▪ **Armatures transversales :**

D'après le "BAEL91 modifié 99" le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(1\text{cm}; 1,2\text{cm}; 3\text{cm}) = 1\text{cm}.$$

On adopte  $\phi_t = 8\text{mm}$ .

La section d'armatures transversales est  $2 \phi 8 \Rightarrow A_t = 1,01\text{cm}^2$

• **Espacement**

Pour l'espace, nous avons d'après le [1]

Ce qui suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3f_{t28}K)}{0,8f_e} \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{0,8}{1000} \end{array} \right. \quad \text{avec : } 0,3f_{t28}K = 0,63$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 28,35\text{cm} \\ S_t \leq 214,4\text{cm} \\ S_t \leq 83,75\text{cm} \end{array} \right.$$

D'après [2]

Zone nodale:  $S_t \leq 10\text{cm}$

Zone courante:  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 17,5\text{cm}$

De là on adopte l'espace suivant:  $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{en zone nodale} \\ S_t = 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{en zone courante} \end{array} \right.$

**b. Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

**b.1. Vérification des contraintes du béton :**

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$n=15 ; c'=3,5\text{cm} ; d=31,5\text{cm} ; b=20\text{cm}$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

**Tableau III.15. Vérification à l'E.L.S**

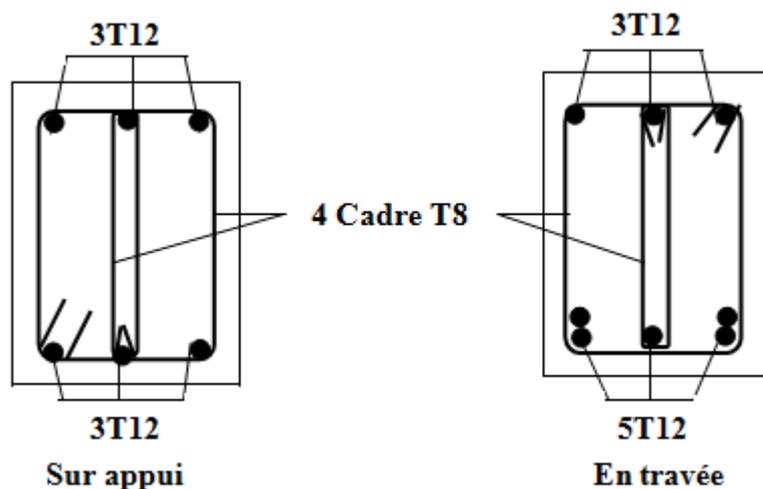
	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s (\text{cm}^2)$	$Y (\text{cm})$	$I (\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc} (\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
<b>Travée</b>	23,49	5,65	10,81	48911,59	5,19	Vérifiée
<b>Appui</b>	7,04	3,39	8,77	33017,04	1,87	Vérifiée

**b.2. Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites [1]:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{350}{279} = 1,25 \geq 0,0625 \quad \text{vérifiée} \\ \frac{1,91}{100 \times 18} = 0,0059 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 1,25 \geq \frac{1}{10} = 0,1 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la flèche vérifiée



**Fig.III. 24.Schéma de Ferrailage de la poutre palière (30x35).**

**Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons calculer le ferrailage Des éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement Directement. Tel que les planchers, acrotère et enfin l'escaliers.

Ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne, de la structure puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise des efforts de l'action sismique.

## IV.1. Introduction

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations, et que les déplacements resteront dans le domaine limite admissible pour qu'il n'y aura pas de dégradations importantes d'éléments structuraux.

La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel 3D avec le logiciel **SAP2000**. La méthode d'analyse est la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse proposé par [2].

## IV.2. Etude sismique

L'objectif initial d'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de vibrations libres non amorties.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### IV.2.1. Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

### IV.2.2. Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par [2] avec  $(\beta=0,2)$  pour un bâtiment à usage d'habitation. (Mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $25kN/m^3$ .

- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

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

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « **RPA99 modifié en 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### IV.3.1. La méthode statique équivalente

##### a) Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

##### b) Conditions d'applications

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

**Zone III** {

- groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m

- la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage **2** et sa hauteur dépasse les 17 m.

### IV.3.2. La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

#### a) Principe

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que [2]:

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus de sol et  $T_K$  la période du mode K.

#### b) Analyse spectrale

##### ➤ Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\zeta$ ) et de la pulsation naturelle ( $\omega$ ).

Donc pour des accélérogramme données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant [2] :

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

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse**

Sa/g

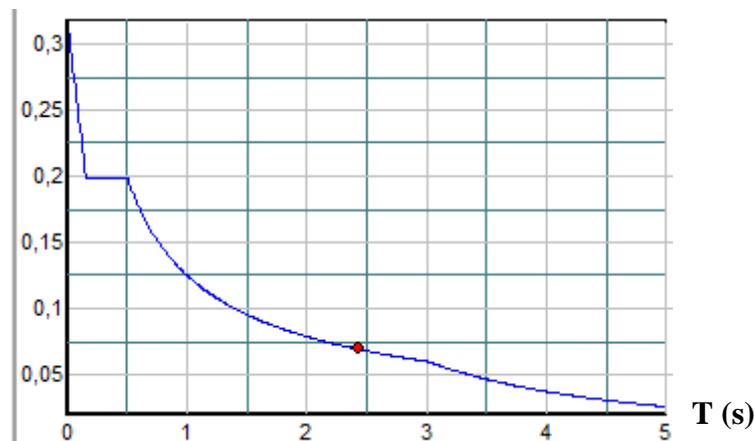


Fig IV.1. Spectre de réponse

Avec :

g : accélération de la pesanteur, (g =9,81N)

A : coefficient d'accélération de zone, (A=0,25)

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement (R = 4).

T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, (T<sub>1</sub> =0,15sec, T<sub>2</sub> =0,50sec)

Q : Facteur de qualité. (Q = 1,10)

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des premières vérifications préconisées par [2] est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base "V<sub>r</sub>" obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente "V" pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_i < 0,8V$ , il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport  $\frac{0,8V}{V_i}$ .

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule [2]:

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

Avec

**A** : coefficient d'accélération de zone.

\* groupe d'usage : 2 (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m) [2].  
 \* zone sismique : III (wilaya d'alger) } → **A=0,25**

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T) [2].

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans le **tableau 4.7 de [2]**.

Catégorie S<sub>3</sub> { T1 =0,15 sec.  
 T2 =0,50 sec.

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T)**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon [2] sont :

$$T = \min \left( T = C_T \times h_N^{3/4}, \text{ soit } : T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right)$$

$$C_T = 0,05$$

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

$$h_N = 31,85 \text{ m}$$

L : est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considéré

$$\begin{cases} L_x = 29\text{m} \\ L_y = 29\text{m} \end{cases}$$

**A.N**

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,050 (31.85)^{3/4} = 0,67\text{s. Dans les deux directions}$$

$$\text{Selon x-x : } \Rightarrow T_x = 0,58\text{s}$$

$$\text{Selon y-y : } L_y \Rightarrow T_y = 0,58\text{s}$$

On calcul le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes :

$$\begin{cases} T_2 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \\ T_2 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$$

$$\text{avec } \xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$$

$$\begin{cases} D_x = 2,5(0,88) \left( \frac{0,5}{0,58} \right)^{2/3} = 1,99 \\ D_y = 2,5(0,88) \left( \frac{0,5}{0,58} \right)^{2/3} = 1,99 \end{cases}$$

R : coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Portique contreventés par des voiles on a choisie un coefficient de comportement (R=4).

**Q** : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule [2] :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  "est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4.[2].

**Tableau IV.1. Facteur de qualité**

Critère q	Observée (O/N)	Pq // xx	Observée (O/N)	Pq // yy
<b>Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	Non	0,05	Non	0,05
<b>Redondance en plan</b>	Oui	0	Oui	0
<b>Régularité en plan</b>	Non	0,05	Non	0,05
<b>Régularité en élévation</b>	Oui	0	Oui	0
<b>Contrôle de la qualité des matériaux</b>	Oui	0	Oui	0
<b>Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	Oui	0	Oui	0

$$Q//xx = 1 + (0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0) = 1,10$$

$$Q//yy = 1 + (0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0) = 1,10$$

➤ **W : poids de la structure :**

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante [2] :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$W_i$  étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

$W_i$  : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher "i";

$W_{Gi}$  : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau "i";

$W_{Qi}$  : Surcharges d'exploitation au niveau "i";

$B$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$  (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

#### IV.4. Résultats de l'analyse dynamique

Notre structure est irrégulière en plan donc d'après l'article 4.3.2.b.[2], on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (**notion de diaphragme**).

##### 1 .Modèle 1

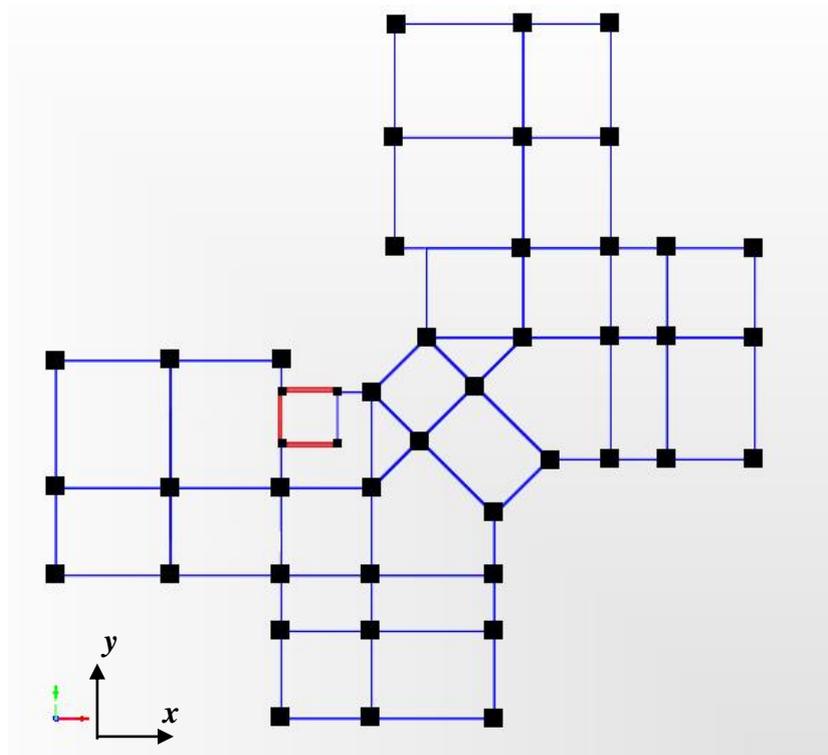


Fig .IV.2. Vue en plan du 1<sup>er</sup> modèle

## a. Caractéristiques dynamique propres du modèle 1

Tableau. IV.2.Période et facteurs de participation massique du modèle 1

Modes	Période (s)	Ux (%)	Uy (%)	Uz (%)	$\Sigma U_x(\%)$	$\Sigma U_y(\%)$	$\Sigma U_z(\%)$
1	1,03666	0,03431	0,2078	5,331E-07	0,03431	0,2078	5,331E-07
2	0,959758	0,60948	0,09506	0,0000013	0,64379	0,30287	0,000001833
3	0,901929	0,0605	0,40579	0,0000109	0,70429	0,70866	0,00001273
4	0,397219	0,00246	0,0465	7,198E-07	0,70674	0,75516	0,00001345
5	0,321778	0,1492	0,01227	7,692E-07	0,85594	0,76743	0,00001422
6	0,294921	0,00949	0,10732	0,00004954	0,86543	0,87475	0,00006376
7	0,232328	0,00061	0,01677	1,077E-07	0,86604	0,89152	0,00006387
8	0,166619	0,00003013	0,00641	0,00000484	0,86608	0,89793	0,00006871
9	0,160963	0,05664	0,00552	7,555E-07	0,92272	0,90345	0,00006946
10	0,149996	0,00599	0,03741	0,00003899	0,92871	0,94086	0,00011
11	0,131363	0,00009458	0,00521	0,000006166	0,92881	0,94607	0,00011
12	0,108812	0,00005883	0,00125	0,00458	0,92887	0,94732	0,00469
13	0,107206	0,0000042	0,00002219	0,30057	0,92887	0,94734	0,30526
14	0,100709	0,01741	0,00821	0,00828	0,94628	0,95556	0,31355
15	0,099615	0,0002	0,000001989	0,1795	0,94648	0,95556	0,49305
16	0,099139	0,00037	0,00196	0,0515	0,94685	0,95751	0,54455

## b. Constatations

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale :  $T=1,036s$ .
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est mode de torsion
- Le 2<sup>ème</sup> mode est mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion

## c. Résultantes des forces sismiques

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$W=39720,56KN$  (calcul automatique) ;  $A=0,25$  ;  $Q=1,10$  ;  $D_x=1,99$  ;  $D_y=1,99$  ;

$$V^x = \frac{0,25(1,99)(1,10)}{4} 39720,56 = 5681,28kN \Rightarrow 0,8V^x = 4545,02kN$$

$$V^y = \frac{0,25(1,99)(1,10)}{4} 39720,56 = 5681,28kN \Rightarrow 0,8V^y = 4545,02kN$$

D'après le fichier des résultats du **SAP2000** on a  $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3748,658kN \\ F_2 = V_t^y = 3347,818kN \end{cases}$

Ce qui donne :  $V_t^x < 0,8V^x$  et  $V_t^y < 0,8V^y$

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,21 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,21 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,21 \\ r_y = 1,35 \end{cases}$$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par  $r_x$  soit par  $r_y$  (selon le cas).

#### d. Vérification des déplacements inter étage

L'une des vérifications préconisées par [2], concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0,01h_e$$

Où :  $h_e$  représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  dans le sens  $x-x$  (idem dans le sens  $y-y$ ,  $\Delta_K^y$ ).

$\delta_{eK}^x$  : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau  $K$  dans le sens  $x-x$  (idem dans le sens  $y-y$ ,  $\delta_{eK}^y$ ).

Données  $R=4$ ,  $r_x=1,21$ ,  $r_y=1,35$

Tableau IV.3. Vérification des déplacements inter étages du modèle 1

Niv	$\delta_{ex}$ (mm)	$\delta_{ey}$ (mm)	R	$R*\delta_{ex}$	$R*\delta_{ey}$	$\Delta_{ex}$	$\Delta_{ey}$	0,01h	Observation ( $\Delta_{ex}$ )	Observation ( $\Delta_{ey}$ )
9 <sup>ème</sup>	48,601	49,54	4	194,40	198,19	19,37	20,24	31.5	vérifier	Vérifier
8 <sup>ème</sup>	43,75	44,48	4	175,02	177,95	21,66	22,28	31.5	vérifier	Vérifier
7 <sup>ème</sup>	38,34	38,91	4	153,36	155,66	23,64	23,86	31.5	vérifier	Vérifier
6 <sup>ème</sup>	32,43	32,95	4	129,72	131,80	22,88	23,12	31.5	vérifier	Vérifier
5 <sup>ème</sup>	26,71	27,16	4	106,84	108,67	23,32	23,52	31.5	vérifier	Vérifier
4 <sup>ème</sup>	20,88	21,28	4	83,52	85,15	21,30	21,44	31.5	vérifier	Vérifier
3 <sup>ème</sup>	15,55	15,92	4	62,212	63,71	20,57	20,74	31.5	vérifier	Vérifier
2 <sup>ème</sup>	10,41	10,74	4	41,64	42,96	17,53	17,60	31.5	vérifier	Vérifier
1 <sup>ère</sup>	6,02	6,34	4	24,108	25,36	14,91	15,27	31.5	vérifier	Vérifier
RDC	2,29	2,52	4	9,19	10,09	9,19	10,09	35	vérifier	Vérifier

Nous avons constaté que le premier mode du modèle 1 est un mode de torsion, nous avons remarqué aussi que les vérifications des déplacements l'inter- étage sont satisfaites, dans ce cas nous allons ajouter des voiles selon la réglementation [2]. Nous obtenons le modèle final

IV.4. 2. Modèle final

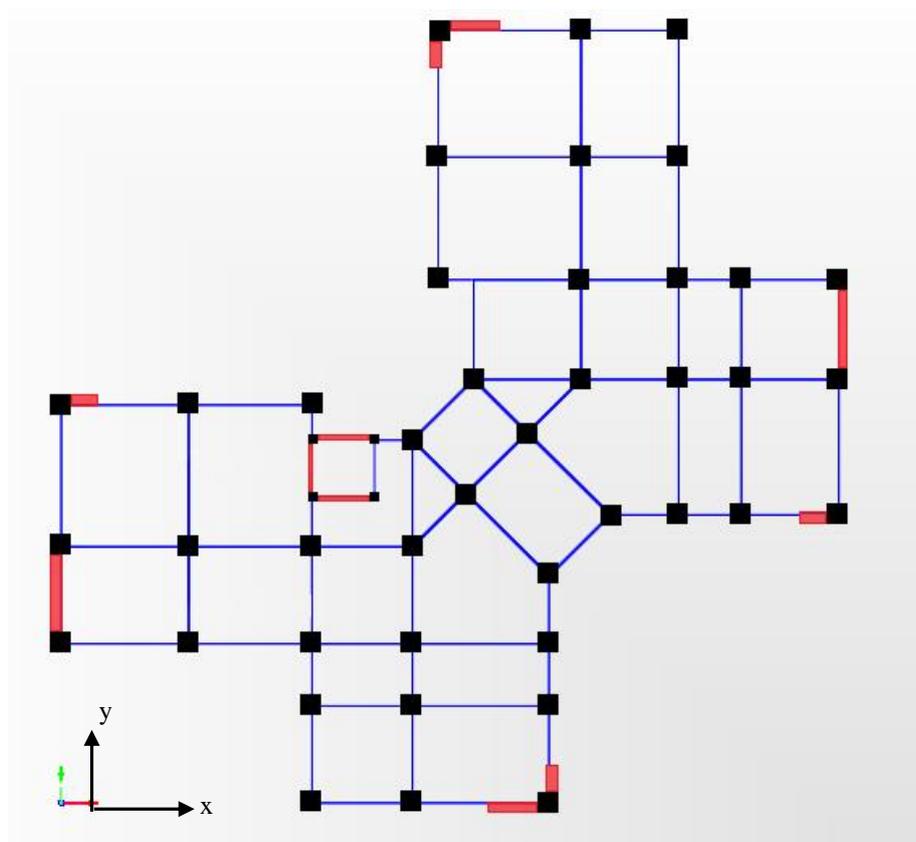


Fig .IV.3. Vue en plan du Modèle finale

a. Caractéristiques dynamique propres du Modèle final

Tableau IV.4. Période et facteurs de participation massique du Modèle final

Modes	Période (s)	Ux (%)	Uy (%)	Uz (%)	ΣUx(%)	ΣUy(%)	ΣUz (%)
1	0,918437	0,69835	0,00068	9,746E-10	0,69835	0,00068	9,746E-10
2	0,814409	0,00166	0,62951	0,000008478	0,70001	0,63019	0,000008478
3	0,724174	0,00264	0,04783	0,000001076	0,70265	0,67803	0,000009554
4	0,298519	0,15673	0,00023	0,000001523	0,85938	0,67826	0,00001108
5	0,24012	0,0004	0,16302	0,00003619	0,85978	0,84128	0,00004727
6	0,197033	0,00015	0,01546	3,223E-07	0,85993	0,85674	0,00004759
7	0,145726	0,06271	0,00013	0,000004198	0,92264	0,85687	0,00005179
8	0,112831	0,00019	0,06445	0,00028	0,92283	0,92133	0,00033
9	0,105549	0,000001207	0,00002245	0,29102	0,92283	0,92135	0,29135
10	0,097309	0,000003443	0,000001489	0,06965	0,92284	0,92135	0,36101
11	0,09406	0,00002908	0,000002203	0,18337	0,92287	0,92135	0,54438
12	0,090987	0,00044	0,00002126	0,0077	0,9233	0,92137	0,55208
13	0,088972	0,00528	0,00495	0,00007076	0,92859	0,92632	0,55215
14	0,088075	0,02643	0,00032	0,00003591	0,95502	0,92664	0,55219
15	0,084105	0,00018	0,00003176	0,00166	0,9552	0,92667	0,55384
16	0,080273	0,00006667	0,00011	0,00171	0,95526	0,92678	0,55556

Nous remarquons :

- Une période fondamentale :  $T=0,918s$ .
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 7<sup>ème</sup> mode.
- le premier mode et second mode sont des modes de translation pure (respectivement parallèlement à x-x et à y-y).
- Le troisième mode est un mode de torsion.



Fig .IV.4.mode 1 translation suivant x

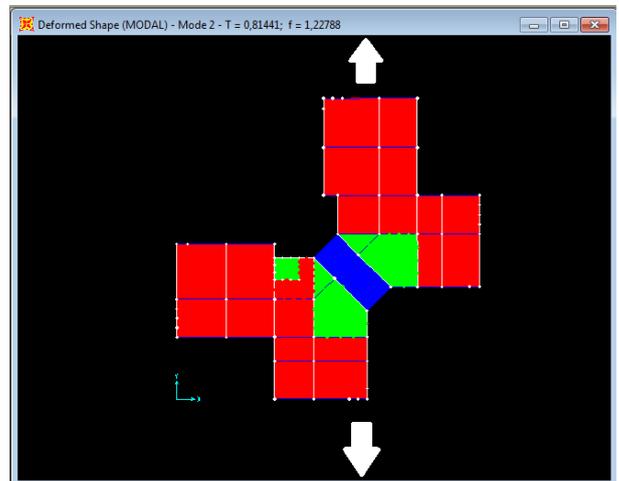


Fig .IV.5.mode 2 translation suivant y

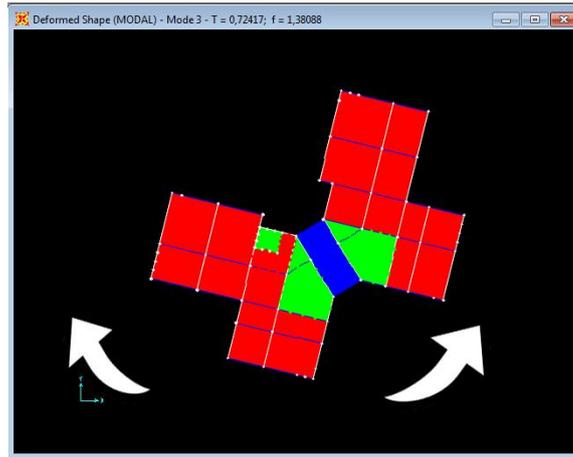


Fig .IV.6. Mode de Torsion

a. Résultantes des forces sismiques

- Soit :  $V = \frac{ADQ}{R}W$

- Nous avons :

$W=43746,081$  KN (calcul automatique) ;  $A=0,25$ ;  $Q=1,10$  ;  $D_x=1,99$  ;  $D_y=1,99$  ;  $R=4$

$$V^x = \frac{0,25(1,99)(1,10)}{4} 43746,081 = 12780,077kN \Rightarrow 0,8V^x = 4905,02kN$$

$$V^y = \frac{0,25(1,99)(1,10)}{5} 43746,081 = 9903,092kN \Rightarrow 0,8V^y = 4905,02kN$$

- D'après le fichier des résultats du SAP2000 on a  $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 4969,37kN \\ F_2 = V_t^y = 5001,332kN \end{cases}$

Ce qui donne :  $V_t^x > 0,8V^x$  et  $V_t^y > 0,8V^y$

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 0,987 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0,980 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 0,987 \\ r_y = 0,980 \end{cases}$$

Tableau IV.5. Vérification des déplacements inter étages Modèle final

Niv	$\delta_{ex}(mm)$	$\delta_{ey}(mm)$	R	$R*\delta_{ex}$	$R*\delta_{ey}$	$\Delta_{ex}$	$\Delta_{ey}$	0,01h	observation
9 <sup>ème</sup>	0,044258	0,041585	4	177,032	166,34	17,46	18,536	31,5	vérifier
8 <sup>ème</sup>	0,039893	0,036951	4	159,572	147,804	19,164	19,612	31,5	vérifier
7 <sup>ème</sup>	0,035102	0,032048	4	140,408	128,192	20,704	20,52	31,5	vérifier
6 <sup>ème</sup>	0,029926	0,026918	4	119,704	107,672	21,044	20,436	31,5	vérifier
5 <sup>ème</sup>	0,024665	0,021809	4	98,66	87,236	21,288	20,12	31,5	vérifier
4 <sup>ème</sup>	0,019343	0,016779	4	77,372	67,116	20,244	18,72	31,5	vérifier
3 <sup>ème</sup>	0,014282	0,012099	4	57,128	48,396	19,216	17,096	31,5	vérifier
2 <sup>ème</sup>	0,009478	0,007825	4	37,912	31,3	16,708	14,304	31,5	vérifier
1 <sup>ère</sup>	0,005301	0,004249	4	21,204	16,996	13,552	10,936	31,5	vérifier
RDC	0,001913	0,001515	4	7,652	6,06	7,652	6,06	35	vérifier

➤ Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par [2].

#### b. Vérification du critère de l'effort normal réduit

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_c} \leq 0,30$$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit du modèle final

Niveau	$B_c (cm^2)$	$N_d (KN)$	$\nu$	Observation
9 <sup>ème</sup>	35x35	188,38	0,083	Vérifier
8 <sup>ème</sup>	35x35	320,885	0,142	
7 <sup>ème</sup>	35x35	460,4	0,204	
6 <sup>ème</sup>	35x35	601,899	0,196	
5 <sup>ème</sup>	35x35	755,826	0,246	
4 <sup>ème</sup>	40X40	920,913	0,230	
3 <sup>ème</sup>	40X40	1094,562	0,273	
2 <sup>ème</sup>	45X45	1281,372	0,253	
1 <sup>er</sup>	45X45	1476,038	0,291	
RDC	50X50	1676,488	0,268	

#### c. Vérification du facteur de comportement R

D'après les règles parasismiques algériennes (**art.3.4**) les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales on considéré que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIb et III , il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

$$\frac{\text{Les charges reprises par les voiles}}{\text{le poids total de la structure}} = \frac{7567,12}{41832,597} \times 100 = 18,08\% < 20\%$$

d. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

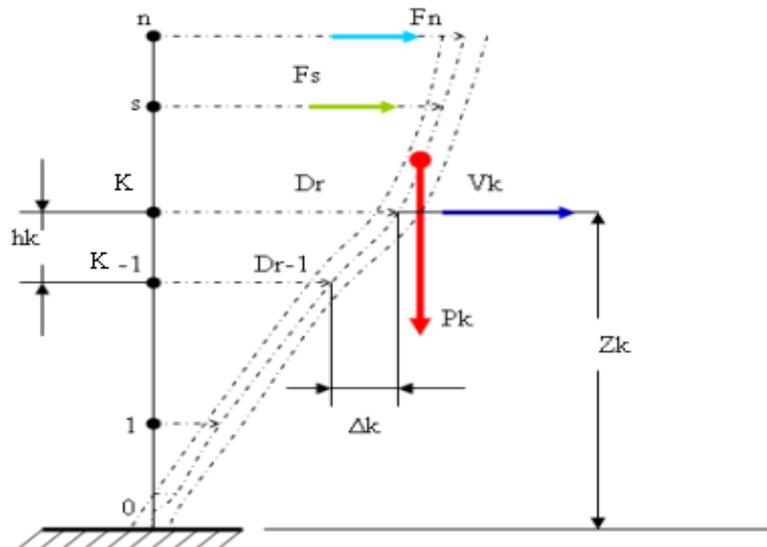


Fig .IV.7. Evaluation des effets du second ordre.

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux [2]:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$$

$P_K$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_K$ : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

$\Delta_K$ : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

$h_K$ : Hauteur de l'étage "K"

- Si  $0,10 < \theta_K \leq 0,20$ , Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- Si  $\theta_K > 0,20$ , la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec:

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Calcul de  $\theta_x$  et  $\theta_y$ 

$h_K$ (m)	$P_K$ (kN)	$\Delta_x 10^{-3}$ (m)	$\Delta_y 10^{-3}$ (m)	$V_{Kx}$ (kN)	$V_{Ky}$ (kN)	$\theta_x$	$\theta_y$	$\theta(x \text{ ou } y) \leq 0,1$
31,85	4179,9012	17,46	18,536	1013,0576	1060,9597	0,002	0,002	
28,7	7850,461	19,164	19,612	1707,2318	1776,2006	0,003	0,003	Oui
25,55	11530,401	20,704	20,52	2245,384	2220,1443	0,004	0,004	Oui
22,4	15308,686	21,044	20,436	2686,9292	2775,1591	0,005	0,005	Oui
19,25	20287,617	21,288	20,12	3080,7724	3175,2486	0,007	0,006	Oui
16,1	22982,296	20,244	18,72	3413,686	3351,9862	0,008	0,007	Oui
12,95	26880,969	19,216	17,096	3720,5564	3794,1436	0,010	0,009	Oui
9,8	30913,441	16,708	14,304	3960,1279	4031,2269	0,013	0,011	Oui
6,65	34952,38	13,552	10,936	4140,9577	4206,2507	0,017	0,013	Oui
3,5	41832,6	7,652	6,06	4235,553	4289,4058	0,021	0,016	Oui

Vu les résultats obtenus, les conditions  $\theta_x$  et  $\theta_y \leq 0,1$  sont satisfaites, d'où l'effet P-  $\Delta$  peut être négligé.

### Conclusion

Les étapes de vérification suivies pour définir le modèle final étaient de:

- ◆ Déterminer les modes propres de telle sorte que le 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> translation, le 3<sup>ème</sup> torsion pour avoir plus de sécurité.
- ◆ Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ( $=0,8.V_{MSE}$ ), avec l'amplification de ce obtenu par l'analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent s'il été inférieur.
- ◆ Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- ◆ Vérifier l'effet P- $\Delta$  pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2<sup>ème</sup> ordre.

Ces critères sont vérifiés au fur et à mesure qu'on charge le modèle, donc on adopte cette disposition des voiles concernant le contreventement de la structure.

### V.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons calculer le ferrailage de tous les éléments résistants à savoir : poteaux, poutres et voiles. Ce ferrailage devra être conforme aux règlements en vigueur [1] et [2].

### V.2. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée ( $M, N$ ) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " $N$ " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " $M$ " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

#### a. Situation durable

- **Béton:**  $\gamma_b=1,5$  ;  $f_{c28}=25MPa$  ;  $\sigma_{bc}=14,17MPa$
- **Acier:**  $\gamma_s=1,15$  ; Nuance FeE400 ;  $\sigma_s=348MPa$

#### b. Situation accidentelle

- **Béton:**  $\gamma_b=1,15$  ;  $f_{c28}=25MPa$  ;  $\sigma_{bc}=18,48MPa$
- **Acier:**  $\gamma_s=1,00$  ; Nuance FeE400 ;  $\sigma_s=400MPa$

### V.2.2. Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

➤ **Selon BAEL 91 modifié 99**

#### a.1. ELU Situation durable

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

#### a.2. ELS Situation durable

$$G+Q$$

➤ **Selon RPA 99 version 2003** Situation accidentelle

- $G+Q\pm E$
- $0,8G\pm E$

Avec:

$G$ : Charges permanentes.

$Q$ : Surcharge d'exploitation.

$E$ : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1-  $M^{max}, N^{corr}$

2-  $N^{max}, M^{corr}$

3-  $N^{min}, M^{corr}$

### V.2.3. Recommandation selon RPA99 version 2003

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leurs pourcentage est limité par:

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

$A_s$  : La section d'acier.

$B$  : Section du béton ( $cm^2$ ).

- Le diamètre minimal est de  $12mm$ .
- La longueur minimale de  $50\emptyset$  en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser  $20cm$ .
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

## V.2.4. Ferrailage des poteaux

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

- Situation durable :  
Combinaison : 1,35G+1,5Q

Tableau V.1. Ferrailages des poteaux situation durable ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections ( $\text{cm}^2$ )	$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kNm)	Soll	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
RDC	50x50	2104,408	1,9198	SEC	0	0	22,5
1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	45x45	1838,542	5,0845	SEC	0	0	18,23
3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	40x40	1382,353	7,0767	SEC	0	0	14,4
5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	35x35	988,186	13,6166	SEC	0	0	11,02
7 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	35x35	607,67	10,1716	SEC	0	0	8,1

Tableau V.2. Ferrailages des poteaux situation durable ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections ( $\text{cm}^2$ )	$N^{\min}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kNm)	Soll	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
RDC	50x50	589,494	6,5695	SEC	0	0	22,5
1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	45x45	451,771	16,9365	SEC	0	0	18,23
3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	40x40	307,079	22,8371	SEC	0	0	14,4
5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	35x35	179,746	24,2551	SEC	0	0	11,02
7 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	35x35	36,292	23,6475	SPC	0	2,05	8,1

Tableau V.3. Ferrailages des poteaux situation durable ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections ( $\text{cm}^2$ )	$N^{\text{corr}}$ (kN)	$M^{\max}$ (kNm)	Soll	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
RDC	50x50	1289,164	49,3964	SEC	0	0	22,5
1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	45x45	961,918	57,4745	SEC	0	0	18,23
3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	40x40	681,503	54,1879	SEC	0	0	14,4
5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	35x35	427,395	47,1707	SEC	0	0	11,02
7 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	35x35	108,827	40,3947	SPC	0	3,18	8,1

Tableau V.4. Ferrailages des poteaux situation durable ( $M^{\min}, N^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections ( $\text{cm}^2$ )	$N^{\text{corr}}$ (kN)	$M^{\min}$ (kNm)	Soll	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
RDC	50x50	1367,788	21,0697	SEC	0	0	22,5
1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	45x45	889,807	27,6838	SEC	0	0	18,23
3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	40x40	792,771	34,8165	SEC	0	0	14,4
5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	35x35	399,19	33,1352	SEC	0	0	11,02
7 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	35x35	57,718	28,3038	SPC	0	2,34	8,1

## ➤ Situation accidentelle

Combinaison : G+Q+E

Tableau V.5. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections ( $\text{cm}^2$ )	$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kNm)	Soll	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
RDC	50x50	1676,488	112,4	SEC	0	0	22,5
1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	45x45	1476,038	126,322	SEC	0	0	18,23
3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	40x40	1094,502	121,705	SEC	0	0	14,4
5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	35x35	755,826	89,122	SEC	0	0	11,02
7 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	35x35	460,4	49,6441	SEC	0	0	8,1

Tableau V.6. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections ( $\text{cm}^2$ )	$N^{\min}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kNm)	Soll	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
RDC	50x50	564,208	34,9247	SET	5,07	9,04	22,5
1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	45x45	487,162	44,8446	SET	3,21	8,96	18,23
3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	40x40	291,769	46,2154	SET	0,25	7,05	14,4
5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	35x35	128,607	32,987	SPC	0	4,35	11,02
7 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	35x35	29,441	17,9572	SPC	0	2,09	8,1

Tableau V.7. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sup>corr</sup> (kN)	M <sup>max</sup> (kNm)	Soll	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> <sub>s(RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	50x50	764,277	90,9533	SEC	0	0	22,5
1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	45x45	996,021	161,3531	SEC	0	0	18,23
3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	40x40	672,965	155,2837	SPC	0	4,23	14,4
5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	35x35	119,868	116,9834	SPC	0	8,65	11,02
7 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	35x35	42,889	72,9317	SPC	0	6,9	8,1

Tableau V.8. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\min}, N^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sup>corr</sup> (kN)	M <sup>min</sup> (kNm)	Soll	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> <sub>s(RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	50x50	974,152	123,6167	SEC	0	0	22,5
1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	45x45	825,337	198,2449	SPC	0	3,71	18,23
3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	40x40	610,333	172,9472	SPC	0	6,45	14,4
5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	35x35	52,267	133,3324	SPC	0	10,98	11,02
7 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	35x35	46,832	79,9648	SPC	0	7,67	8,1

Combinaison : 0,8G±E

Tableau V.9. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sup>max</sup> (kN)	M <sup>corr</sup> (kNm)	Soll	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> <sub>s(RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	50x50	1320,043	63,4006	SEC	0	0	22,5
1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	45x45	1155,478	58,089	SEC	0	0	18,23
3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	40x40	794,371	82,3846	SEC	0	0	14,4
5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	35x35	521,404	90,7554	SPC	0	1,83	11,02

Tableau V.10. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sup>min</sup> (kN)	M <sup>corr</sup> (kNm)	Soll	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> <sub>s(RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	50x50	-688,607	36,0579	SET	6,56	10,78	22,5
1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	45x45	-598,746	46,3852	SET	4,38	10,59	18,23
3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	40x40	-373,293	47,7421	SPT	1,03	8,3	14,4
5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	35x35	-180,807	33,7929	SPC	0	5,2	11,02
7 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	35x35	-57,03	18,027	SPC	0	2,52	8,1

**Tableau V.11. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ )**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sup>corr</sup> (kN)	M <sup>max</sup> (kNm)	Soll	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> <sub>s(RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	50x50	421,748	90,0725	SEC	0	0	22,5
1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	45x45	795,565	152,9736	SPC	0	0,55	18,23
3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	40x40	82,828	146,9442	SPC	0	9,85	14,4
5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	35x35	46,246	109,6097	SPC	0	8,93	11,02
7 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	35x35	24,73	64,2929	SPC	0	6,28	8,1

**Tableau V.12. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\min}, N^{\text{corr}}$ )**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sup>corr</sup> (kN)	M <sup>min</sup> (kNm)	Soll	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> <sub>s(RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	50x50	631,623	122,7305	SEC	0	0	22,5
1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	45x45	567,14	190,8948	SPC	0	5,84	18,23
3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	40x40	423,314	163,5126	SPC	0	7,53	14,4
5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	35x35	52,267	133,3324	SPC	0	11,2	11,02
7 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	35x35	-3,968	73,8489	SPC	0	7,71	8,1

#### V.2.4.1. Choix des armatures

**Tableau V.13. Choix des armatures des poteaux (poteaux carrées)**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.C)(cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.R)(cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	50x50	10,66	22,5	100	150	12T20	37,68
1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	45x45	10,59	18,23	81	121,5	12T20	37,68
3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	40x40	9,85	14,4	64	96	4T20+8T16	28,64
5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	35x35	10,88	11,02	49	73,5	4T20+8T16	28,64
7 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	35x35	7,67	8,1	36	54	12T16	24,12

#### V.2.4.2. Vérification vis-à-vis de l'E.L.S

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{\text{ser}}, N_{\text{ser}}$ ) puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

Nous devons vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left( \frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta F_{ij}} \right) \right\} = 201,63 MPa \end{array} \right.$$

Tableau V.14. Vérification des contraintes pour les poteaux (N<sub>ser</sub>, M<sup>corr</sup>)

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> (kN)	M <sub>ser</sub> (kN)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
RDC	50x50	1532,94	1,40	80,6	201,63	5,38	15	OK
1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	45x45	1339,27	3,71	85,8	201,63	5,76	15	OK
3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	40x40	1007,02	5,14	83,3	201,63	5,63	15	OK
5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	35x35	719,415	9,97	81,3	201,63	5,67	15	OK
7 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	35x35	442,53	7,45	70,6	201,63	5,07	15	OK

Tableau V.15. Vérification des contraintes pour les poteaux (M<sub>ser</sub>, N<sup>corr</sup>)

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	M <sub>ser</sub> (kN)	N <sub>ser</sub> (kN)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
RDC	50x50	940,05	35,83	65,2	201,63	4,59	15	OK
1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	45x45	701,44	41,72	68,1	201,63	4,94	15	OK
3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	40x40	496,95	39,34	70,9	201,63	5,34	15	OK
5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	35x35	311,72	34,26	70,2	201,63	5,67	15	OK
7 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	35x35	79,45	29,38	65	201,63	6,98	15	OK

### V.2.4.3. Vérification de l'effort tranchant

#### V.2.4.3.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T<sub>u</sub> : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ<sub>u</sub> : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

**\* Selon le BAEL 91 modifié 99**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$  ..... Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$  ..... Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

**\* Selon le RPA 99 version 2003**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$  ..... si l'élancement  $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$  ..... si l'élancement  $\lambda < 5$

Avec :

$\lambda$ : L'élancement du poteau

$i$ : Rayon de giration.

$I$ : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

$B$ : Section du poteau.

$L_f$ : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.16. Vérification de la contrainte de cisaillement**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	Tu (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_{u\text{ rpa}}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{u\text{ bael}}$ (MPa)	vérification
RDC	50x50	65,25	0,29	17,01	0,075	1,875	2,5	vérifiée
1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	45x45	125,30	0,68	17,09	0,075	1,875	2,5	vérifiée
3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	40x40	108,82	0,75	19,17	0,075	1,875	2,5	vérifiée
5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	35x35	83,24	0,75	21,83	0,075	1,875	2,5	vérifiée
7 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	35x35	49,24	0,60	25,86	0,075	1,875	2,5	vérifiée

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules [1] et celles du [2]; elles sont données comme suit :

\* Selon [1]

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

$A_t$ : Section d'armatures transversales.

$b$ : Largeur de la section droite.

$h$ : Hauteur de la section droite.

$S_t$ : Espacement des armatures transversales.

$\varnothing_t$ : Diamètre des armatures transversales.

$\varnothing_l$ : Diamètre des armatures longitudinales.

\* Selon [2]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

$A_t$ : Section d'armatures transversales.

$S_t$ : Espacement des armatures transversales.

$T_u$ : Effort tranchant à l'ELU.

$f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$h$ : Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$  ..... si  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$  ..... si  $\lambda_g < 5$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique.

- L'espace des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10cm$ .....Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$ .....Zone courante (zone III).

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme

suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots si \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau  $\left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

$a$  : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$  : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e = 400MPa$  (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

**Tableau V.17. Espacements maximums selon RPA99**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	$\phi_l$ (mm)	$S_t$ (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	50x50	12T20	20	10	15
1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	45x45	12T20	20	10	15
3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	40x40	4T20+8T16	20et16	10	15
5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	35x35	4T20+8T16	20et16	10	15
7 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	35x35	12T16	16	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.18. Choix des armatures transversales

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	50x50	2,45	4,9	3,75	65,25	N	10	0,17	4T8	2,01
						C	15	0,26	4T8	2,01
1 <sup>er</sup> - 2 <sup>ème</sup>	45x45	2,21	4,91	3,75	125,30	N	10	0,37	4T8	2,01
						C	15	0,55	4T8	2,01
3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	35x35	2,21	6,31	2,5	108,82	N	10	0,22	4T8	2,01
						C	15	0,32	4T8	2,01
5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	40x40	2,21	5,52	2,5	83,24	N	10	0,16	4T8	2,01
						C	15	0,24	4T8	2,01
7 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	45x45	2,21	4,66	3,75	49,24	N	10	0,14	4T8	2,01
						C	15	0,22	4T8	2,01

V.2.4.4. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de  $L_r=50\phi_l$  en zone III.

Pour : T20..... $L_r=100cm$

T16..... $L_r=80cm$

V.2.4.5. Ferraillage de poteaux du sous sol

Les poteaux du sous sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage est donnée par :

$$A_s \geq \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

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

$\alpha$ : Coefficient dépendant de l'élanement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

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

$L_f$ : Longueur de flambement.

$i$ : Rayon de giration  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$ .

$I$ : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.

$B$ : Section du poteau ( $B=a \times b$ ).

$N_u$ : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous sol.

La longueur de flambement  $L_f=0,7l_0$ .

La section réduite  $B_r=(a-0,02)^2 (m^2)$ .

**a. Calcul de l'effort normal pondéré**

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

**$N_u(\text{RDC})=2038,61\text{kN}$**

-Poids du plancher courant ..... $G \times S=20,535 \times 6,17=126,700\text{kN}$

- Poids du poteau ..... $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,15-0,45) \times (0,30)^2 \times 25=6,075\text{kN}$

- Poids de la poutre principale ...  $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b=4,625 \times 0,45 \times 0,35 \times 25=18,21\text{kN}$

- Poids de la poutre secondaire ..... $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b=4,14 \times 0,40 \times 0,30 \times 25=13,32\text{kN}$

**$G=164,305\text{kN}$**  Poids

Surcharge d'exploitation :  $Q=2,5 \times 20,535=51,34 \text{ kN}$

$N_{u1}=1,35G+1,5Q=298,81 \text{ kN}$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$N_{u(ss)}=N_u(\text{RDC})+N_{u1}=2865,06 \text{ kN}$

**b. Dimensionnement**

**$N_u = 2865.066 \text{ KN}$**

On remplace dans l'équation :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} = 0.066 N_u$$

$$Br \geq 0.066 \times 2865.066 \times 10^3$$

$$Br \geq 189094,40 \text{ mm}^2 = 1890,9440 \text{ cm}^2$$

$$Br = (a-0.02) \times (b-0.02) ; \text{ on trouve : } a=b=\sqrt{Br} + 2 = 47.748 \text{ cm}$$

**Le choix: a=b=50 cm**

**c. Calcul du ferraillage**

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 14,43 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{0,7 \times 3,15 \cdot 10^2}{14,43} = 15,28 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,818$
- $Br = (50 - 2)^2 = 2304 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left( \frac{2865,066 \cdot 10^3}{0,818} - \frac{2304 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

$$A_s \geq 21,96 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0,9\% B \text{ [1]}$$

$$A_s = A_s^{\min} = 22,5 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : 12T20 = 37,68.

**d. Vérification à l'ELS :**

$$N_{ser1} = G + Q = 215,65 \text{ kN.}$$

D'où :

$$N_{ser(ss)} = N_{ser(RDC)} + N_{ser1}$$

$$N_{ser(ss)} = 1409,45 + 215,65 = 1625,095 \text{ kN}$$

**Tableau V.19. Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure**

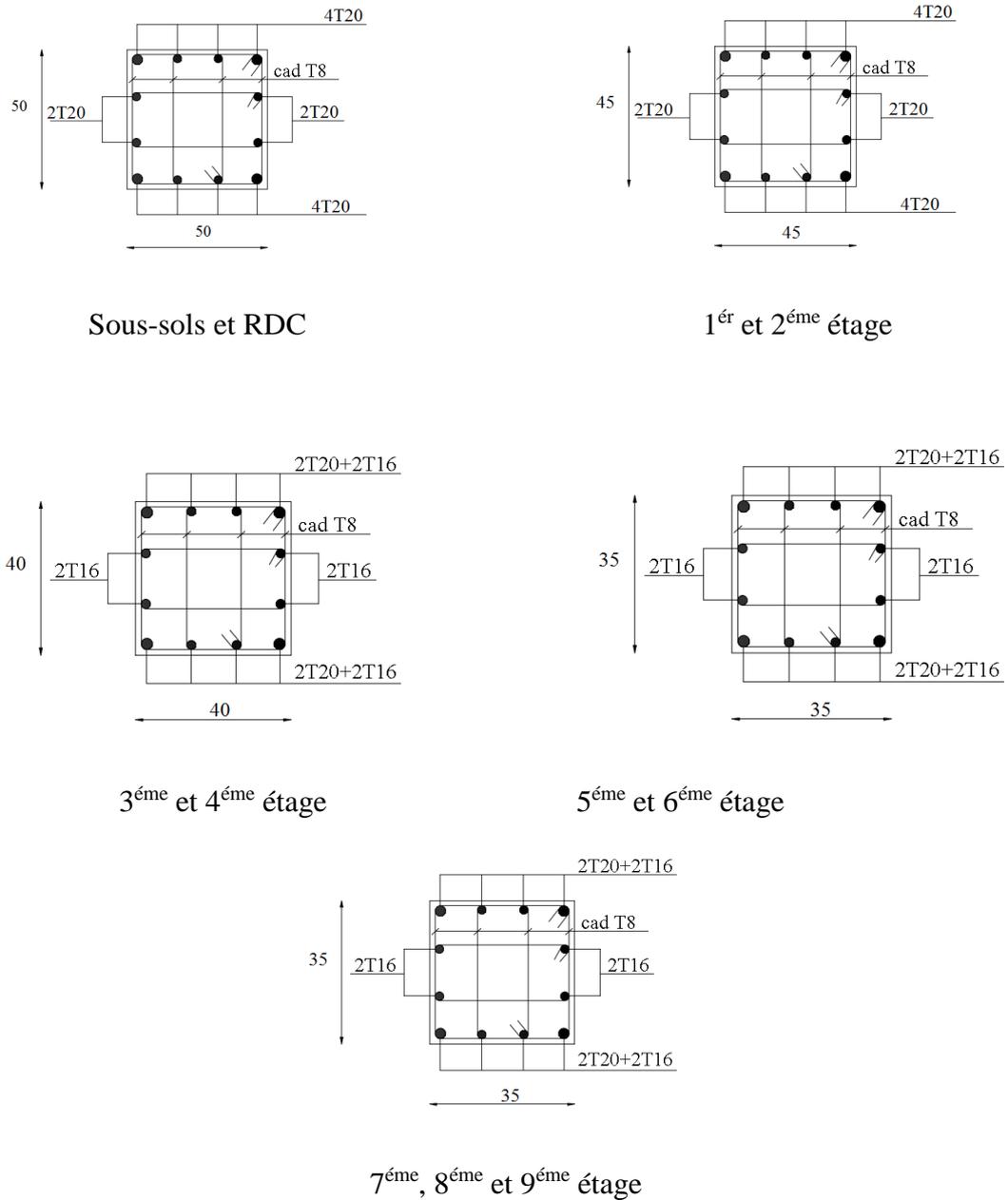
Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> (kN)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	Vérification
50x50	1625,095	67,1	201.63	4,48	15	OK

**a. Détermination des armatures transversales**

Pour les poteaux d'infrastructure ;  $A_t=4T8=3,14cm^2$ .

Espacement en zone nodale :  $S_t=10cm$

Espacement en zone courante :  $S_t=15cm$



**Fig V.1. Schéma de Ferraillage des poteaux**

### V.3. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les situations suivantes

#### Combinaisons donné par [1]

- Situation durable  $\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{cases}$

#### Combinaisons donné [2]

- Situation accidentelle  $G + Q \pm E$

#### V.3.1. Recommandation du [1]

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\phi$  en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

#### V.3.2. Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre non porteuse).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**1. Poutres porteuses**

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

**Tableau V.20. Ferrailage des poutres porteuses (35x45)**

Section (cm <sup>2</sup> )	Niveau	Position	M <sup>max</sup> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
35x45	Courant	Travée	75,45	6,13	0	7,88
		Appui	139,73	0	11,95	
35x45	Terrasse	Travée	93,13	7,67	0	7,88
		Appui	119,37	0	10,04	

b. Situation accidentelle : G+Q+E

**Tableau V.21. Ferrailage des poutres porteuses (35x45)**

Section (cm <sup>2</sup> )	Niveau	Position	M <sup>max</sup> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
35x45	Courant	Travée	123,61	8,06	0	7,88
		Appui	208,49	0	14,22	
35x45	Terrasse	Travée	68,80	4,37	0	7,88
		Appui	174,05	0	11,65	

**Poutres non porteuses**

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

**Tableau V.22. Ferrailage des poutres non porteuses (30x40)**

Section (cm <sup>2</sup> )	Niveau	Position	M <sup>max</sup> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
30x40	Courant	Travée	30,02	2,72	0	6
		Appui	37,71	0	3,45	
30x40	Terrasse	Travée	32,78	2,98	0	6
		Appui	29,08	0	2,64	

b. Situation accidentelle : G+Q+E

**Tableau V.23. Ferrailage des poutres non porteuses (30x40)**

Section (cm <sup>2</sup> )	Niveau	Position	M <sup>max</sup> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
30x40	Courant	Travée	82,52	6,15	0	6
		Appui	88,21	0	6,6	

30x40	Terrasse	Travée	27,69	1,99	0	6
		Appui	49,05	0	3,57	

### V.3.3. Choix des armatures

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

**Tableau V.24. Choix des armatures pour les poutres**

Section (cm <sup>2</sup> )	Niveau	Position	A <sub>SRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures pour A <sub>s</sub>	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
35x45	Courant	Travée	7,88	8,06	0	4T14+4T16	14,20
		Appui	7,88	0	14,22	8T16 ;	16,08
	Terrasse	Travée	7,88	7,67	0	2T14+4T16	11,12
		Appui	7,88	0	11,65	4T14+4T16	14,20
30x40	Courant	Travée	6	6,15	0	2T12+4T14	8,04
		Appui	6	0	6,6	2T12+4T14	8,04
	Terrasse	Travée	6	2,98	0	2T12+4T14	8,04
		Appui	6	0	3,57	2T12+4T14	8,04

### V.3.4. Condition de non fragilité [1]

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

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

**Tableau V.25. Vérification de la condition de non fragilité**

Section (cm <sup>2</sup> )	Niveau	A <sub>s(choisi)</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Vérification
35x45	Courant	14,20	1,71	Vérifiée
35x45	Terrasse	11,12	1,71	
30x40	Courant	8,04	1,3	
30x40	Terrasse	8,04	1,30	

### V.3.5. Vérification vis-à-vis de l'E.L.S

La fissuration est considérée préjudiciable

Nous devons vérifier que [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left( \frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta F_{ij}} \right) \right\} = 201,63 MPa \end{array} \right.$$

Tableau V.26. Vérification des contraintes des poutres

Section (cm <sup>2</sup> )	niveau	Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
35x45	courant	Travée	54,754	4,37	15	108,4	201.63	Oui
		Appui	101,32	7,8		178,2		
	Terrasse	Travée	67,,80	5,85		169,7		
		Appui	86,95	6,94		172,2		
30x40	courant	Travée	21,64	2,86		82		
		Appui	27,26	3,61		103		
	Terrasse	Travée	23,,64	3,13		89		
		Appui	21,22	2,81		80,4		

### V.3.6. Vérification de l'effort tranchant

#### a. Vérification de la contrainte de cisaillement [1]

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$T_u$  : l'effort tranchant maximum.

$b$  : Largeur de la section de la poutre.

$d$  : Hauteur utile.

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

Tableau V.27. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres

Section (cm <sup>2</sup> )	Niveau	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Vérifiée
35x45	Courant	126,903	0,89		

	<i>terrasse</i>	117,58	0,82	2,50	<i>Oui</i>
30x40	<i>courant</i>	29,63	0,27		
	<i>Terrasse</i>	33,02	0,30		

**b. Calcul des armatures transversales**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance *FeE40* ( $f_e=400MPa$ ).

- Selon le BAEL 91 [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- Selon [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,2\text{cm}$$

Nous prenons :  $\phi_t=8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.28. Calcul des armatures transversales**

Section	niveau	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL91	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm)		A <sub>t</sub> <sup>max</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix
				S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)ZN	S <sub>t</sub> (cm)ZC	ZN	ZC		
35x45	courant	126,903	0,89	36,45	11,25	22,5	10	15	1,57	4T8
	terrasse	117,58	0,82	36,45	11,25	22,5				
30x40	courant	29,63	0,27	32,40	10	20				
	terrasse	33,02	0,30	32,40	10	20				

**V.3.7. Recouvrement des armatures transversales**

$$L_r = 50\varnothing \text{ (zone III).}$$

L<sub>r</sub> : Longueur de recouvrement.

Nous avons :

- ϕ = 16mm.....L<sub>r</sub> = 80cm
- ϕ = 14mm.....L<sub>r</sub> = 70cm
- ϕ = 12mm.....L<sub>r</sub> = 60cm

**V.3.8. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

**a. Appuis intermédiaires**

**a.1. Vérification des armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

Si :  $T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} < 0 \Rightarrow$  pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

Si :  $T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} > 0 \Rightarrow$  les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de

traction. Dans ce cas on doit vérifier que [1] :  $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} \right)$

**Tableau V.29. Vérification de la section d'armatures pour les poutres**

Section (cm <sup>2</sup> )	Niveau	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	M <sub>ua</sub> (kN.m)	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)	

						$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} < 0$
35x45	Courant	126,90	208,49	571,98	-455,08	Oui
	Terrasse	117,58	174,05	477,50	-359,92	
30x40	Courant	29,63	88,21	272,25	-242,62	
	Terrasse	33,02	49,05	151,38	-118,36	

**a.2. Vérification de la contrainte de compression de l'aire d'appui**

La contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui doit vérifier la relation suivante [1] :

$$\sigma_{bc}^m = \frac{T_u}{a.b} \leq \frac{1,3f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$a = \text{Min}(\hat{a} ; 0,9d)$ .

$\hat{a}$  : Largeur d'appuis sans l'enrobage ( $\hat{a} = c - c' - 2\text{cm}$ )

$c'$  : L'enrobage ( $c' = 3\text{cm}$ ).

$c$  : Largeur du poteau en appui.

$b$  : Largeur de la poutre.

**Tableau V.30. Vérification de la contrainte de compression de l'aire d'appui**

Section (cm <sup>2</sup> )	Niveau	$\hat{a}$ (cm)	$a$ (cm)	$T_u^{\text{max}}$ (kN)	$\sigma_{bc}^m$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
35x45	Courant	41	36,45	126,90	0,99	21,67	Vérifiée
	Terrasse	41	36,45	117,58	0,92		
30x40	Courant	36	32,4	29,63	0,3		
	Terrasse	36	32,4	33,02	0,33		

**V.3.9. Vérification de la flèche :**

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ .

Tel que :  $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,8\text{cm}$  ( $L < 5\text{m}$ )

$$\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 0,8 \text{ cm} \quad (L < 5 \text{ m})$$

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$ : La flèche due aux charges de longue durée.

**- Position de l'axe neutre «  $y_1$  »:**

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

**- Moment d'inertie de la section totale homogène «  $I_0$  » :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left( y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

**- Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s$ : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}, \quad I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left( y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.31. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

Poutre	Niveau	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>1</sub> (cm)	δ	σ <sub>s</sub> (MPa)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	μ	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
35x45	Courant	54,75	14,20	24,64	0,010	95,20	2,1	0,84	0,37	266607,97
	Terrasse	67,80	11,12	24,22	0,007	149,47	3	1,2	0,41	304629,91
30x40	Courant	21,64	8,04	21,52	0,0074	74,76	2,8	1,13	0,14	182426,49
	Terrasse	23,64	8,04	21,52	0,0074	81,61	2,8	1,13	0,18	182426,49

I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )
165035,88	203393,32
150265,87	204175,542
144158,41	157508,62
133423,62	151592,56

**- Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MP$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87MPa$$

**- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre porteuse étage courant):**

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_iI_{fi}} = 0,24cm \quad (L = 4,78m)$$

**- Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10E_vI_{fv}} = 0,57cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,33cm < \bar{f} = 0,95cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre porteuse niveau terrasse):**

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_iI_{fi}} = 0,32cm \quad (L = 4,78m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 0,70cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,33cm < \bar{f} = 0,38cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre secondaire étage courant) :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,11cm \quad (L = 4,78m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 0,29cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,18cm < \bar{f} = 0,95cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre secondaire niveau terrasse) :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,12cm \quad (L = 4,78m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 0,33cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,21cm < \bar{f} = 0,95cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Tableau .V.32. Vérification de la flèche.

Section	niveau	$f_v$ (cm)	$f_i$ (cm)	$f$ (cm)	$\bar{f}$ (cm)	Observation
35x45	courant	0,57	0,24	0,33	0,95	Vérifier
	terrasse	0,70	0,32	0,32	0,95	Vérifier
30x40	courant	0,29	0,11	0,18	0,95	Vérifier
	terrasse	0,33	0,12	0,21	0,95	Vérifier

V.3.10. Arrêt des barres [1]

- Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10}$

- Armatures supérieures :

$$h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec :  $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

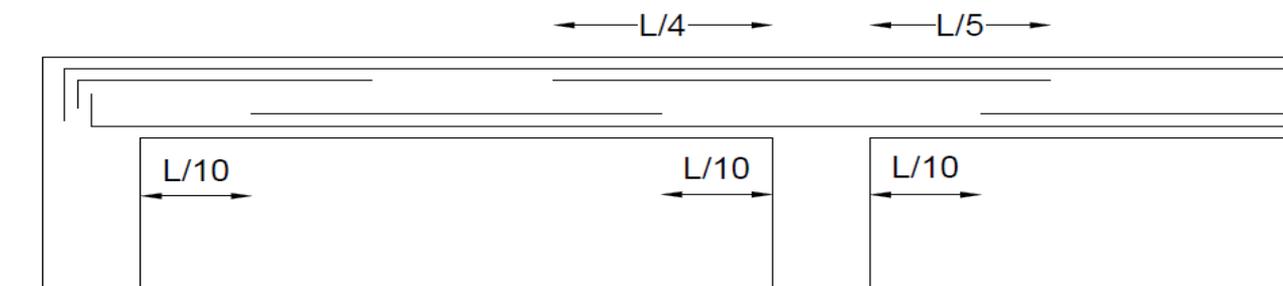


Fig V.2. Arrêt des barres

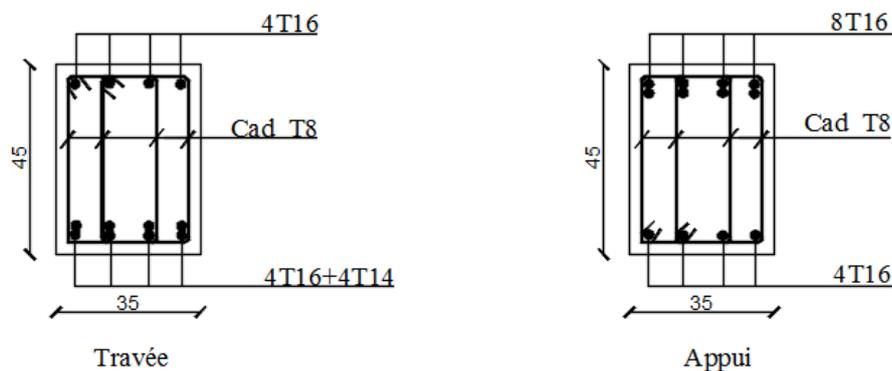


Fig V.3. Schéma de Ferraillage des poutres porteuses (étage courant)

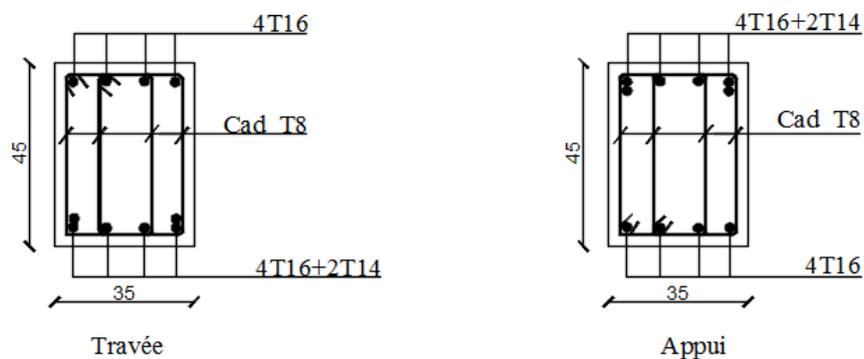


Fig V.4. Schéma de Ferraillage des poutres porteuses (terrasse)

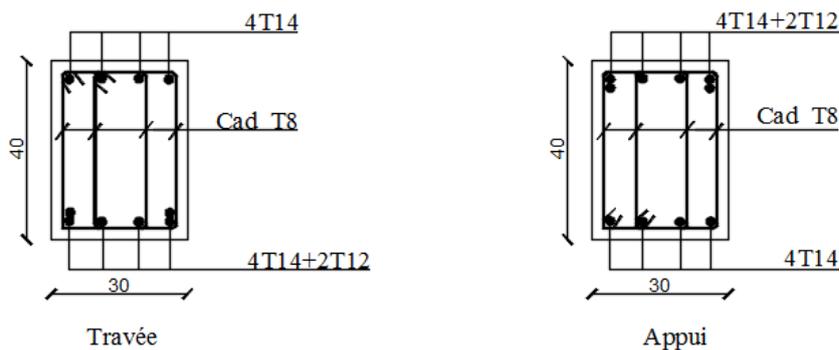


Figure V.5. Schéma de Ferrailage des poutres non porteuses (étage courant)

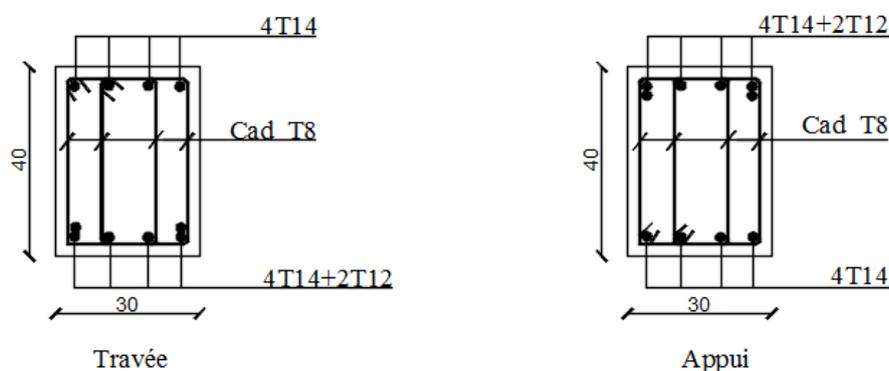


Figure V.6. Schéma de Ferrailage des poutres non porteuses (terrasse)

## V.4. Ferrailage des voiles

### V.4.1 Généralités

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée. aux quels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes :

Pour le ferrailage des trumeaux, le calcul et la disposition des aciers verticaux et les aciers horizontaux est conformément aux règlements [1] et [2].

### V.4.2 Ferrailage des voiles

Le ferrailage de ces voiles est déterminé par la méthode des contraintes.

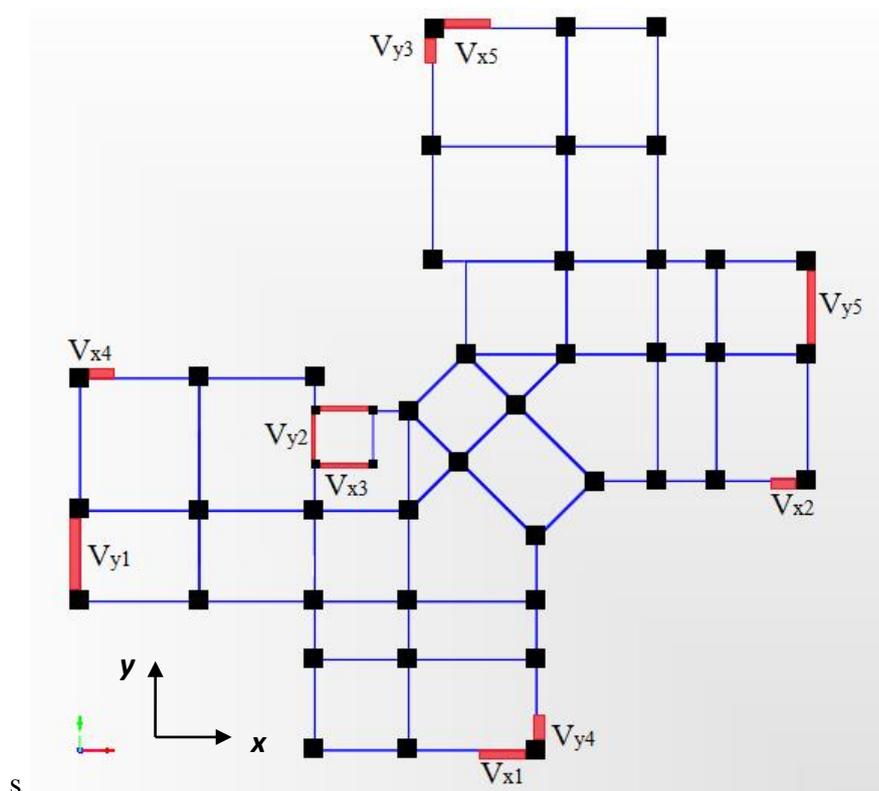


Fig V.7. Disposition des voiles dans la structure

#### ➤ Procédure de ferrailage des trumeaux

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La **figure** ci-après montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête.

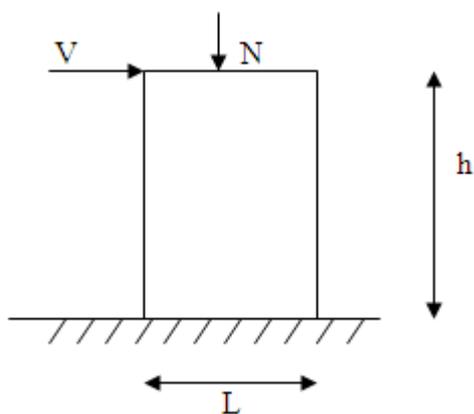


Fig V.8. Section rectangulaire, soumise à la flexion composée

Le voile est donc sollicité par un effort normal  $N$  et un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferraillage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_{v0}$ ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_v$ )
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage  $\rho_H$
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

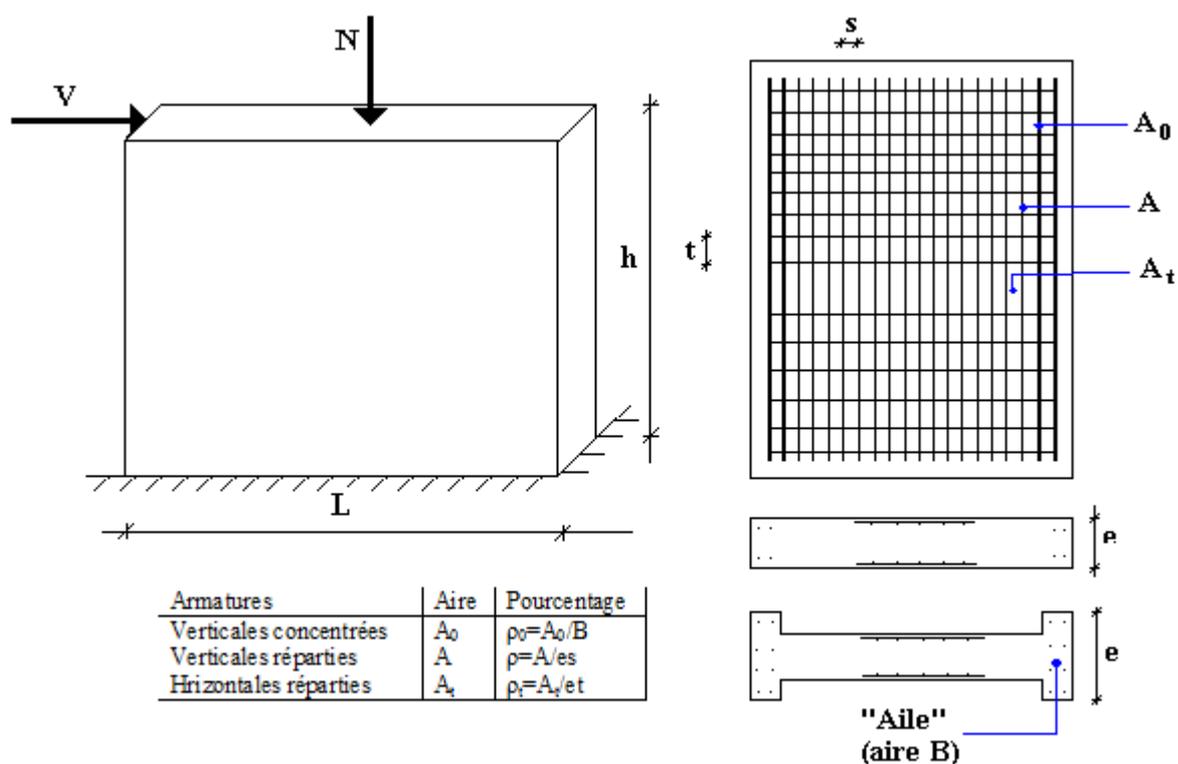


Fig V.9. Schéma d'un voile plein et disposition du ferraillage

## ➤ Préconisation [1]

## • Justifications sous sollicitations normales

## a. Conditions d'application

- La longueur  $d$  du mur :  $d \geq 5a$
- L'épaisseur  $a$  du mur :
  - $a \geq 10\text{cm}$  pour les murs intérieurs.
  - $a \geq 12\text{cm}$  pour les murs extérieurs comportant une protection.
  - $a \geq 15\text{cm}$  pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique  $\lambda$  :  $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité  $r$  :  $r \geq 3a$

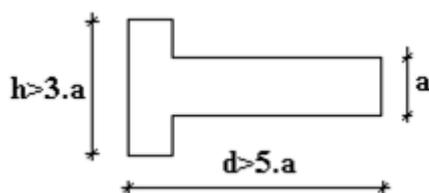


Fig V.10. Définition de l'élément mur

## b. Longueur de flambement (murs non raidi latéralement)

Soit :

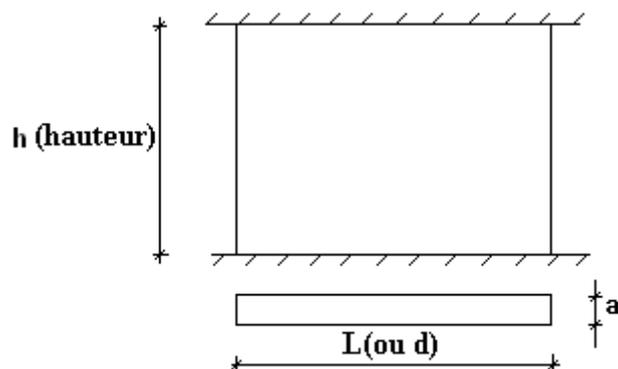
 $l$ : la hauteur libre du mur; $l_f$ : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

Fig V.11. Mur encasturé

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de  $l_f$  déduit de la hauteur libre du mur  $l$ , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport  $\left(\frac{l_f}{l}\right)$  sont données par le tableau suivant :

Tableau .V.33. Valeurs de  $\left(\frac{l_f}{l}\right)$

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élancement mécanique  $\lambda$  se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

**Effort de compression en ELU**

Soient :

$l_f$ : longueur de flambement calculée en (b)

$a$ : épaisseur du voile

$d$ : longueur du voile

$f_{c28}$ : résistance caractéristique du béton à 28 jours

$f_e$ : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$  (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_b = 1,15$ )

$\gamma_s = 1,15$  (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_s = 1$ )

**Nota**

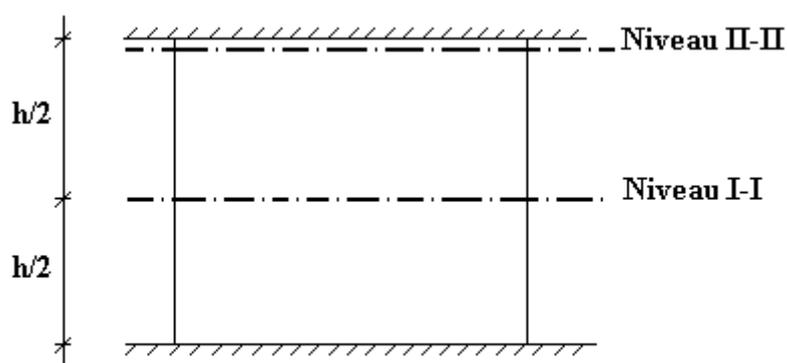
Les valeurs de  $\alpha$  données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

Tableau V.34. Calcul de  $\sigma_{u\text{lim}}$ 

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
<b>Elancement</b>	$\lambda$	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<b>Section réduite</b>	$B_r$	$m^2$	$d(a-0,02)$	
<b>Pour <math>\lambda \leq 50</math></b>	$\alpha$	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{30} \right)^2}$
<b>Pour <math>50 \leq \lambda \leq 80</math></b>			$0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2$	
<b>Effort limite ELU</b>	$N_{u\text{lim}}$	kN	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
<b>Contraintes limites</b>	$\sigma$	KPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\text{lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\text{lim}}}{ad}$

**Remarque**

La contrainte limite vaut  $\sigma_{u\text{lim}} = \frac{N_{u\text{lim}}}{a d}$  que nous appelons  $\sigma_{bna}$  ou  $\sigma_{ba}$  suivant que le béton est non armé ou armé.

**c. Niveaux de vérification**

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage :  $\sigma_u \leq \sigma_{u\text{lim}}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut :  $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\text{lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

**d. Aciers minimaux**

Si  $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$  on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : ( $\sigma_u^c$  est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre *a*.

**1. Aciers verticaux, aciers horizontaux**

**Tableau V.35. Aciers verticaux et horizontaux**

	<b>Aciers verticaux</b>	<b>Aciers horizontaux</b>
<b>Espacement maximal entre axes</b>	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
<b>Acier minimal</b>	$A_{sv} \geq \rho_v da$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[ \frac{2\rho_{vMax}}{3} ; 0,001 \right]$
<b>Pourcentage minimal</b>	$\rho_v = \text{Max} \left[ 0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left( \frac{3\sigma_u}{\sigma_{ulim}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_{vMax}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

- La section d'armatures correspondant au pourcentage  $\rho_v$  doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

**2. Aciers transversaux** (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre  $\phi_l$ ) pris en compte dans le calcul de  $N_{u\lim}$  sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre  $\phi_t$ )

**Tableau V.36. Aciers transversaux**

	<b>Nombres d'armatures transversales</b>	<b>Diamètre <math>\phi_t</math></b>
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m <sup>2</sup> de voile	6mm
$12\text{ mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15 \phi_l$	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$		8mm

### e. Cisaillement

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à  $0,05f_{c28}$  (il faudra donc vérifier que  $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$ )

- **méthode simplifiée basée sur les contraintes (calcul des aciers verticaux)**

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée. Les contraintes normales engendrées ( $\sigma$ ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

#### 1 - Zone comprimée

Si  $\sigma < 0 \rightarrow$  compression

#### 2 - Zone tendue

Si  $\sigma > 0 \rightarrow$  traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne)  $\sigma_m$  vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

$F_T$ : force de traction.

$e$  : épaisseur du voile.

$l_m$  : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier  $A_s$  tel que :  $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$

Cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments Shell à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité

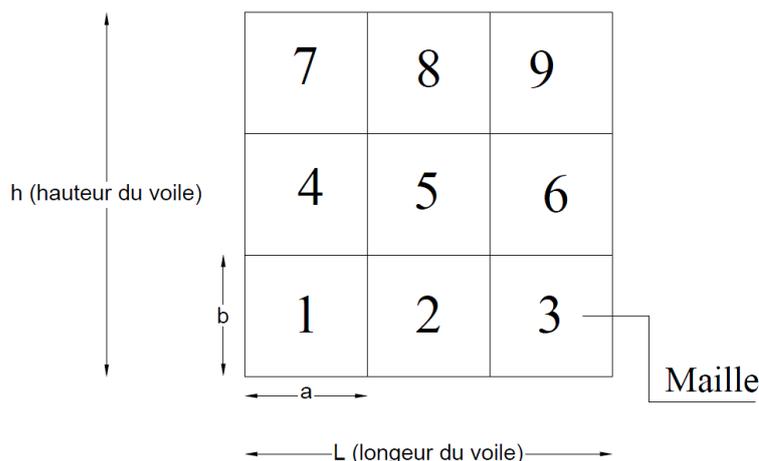


Fig V.12. Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferraillage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

• **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v, \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définie})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25,$$

$\tau_u = S_{12}$  Est donnée par les résultats du logiciel **SAP2000**,

$S_t$  : Espacement maximal trouvé pour  $A_v$ ,

$b_0 = a$  (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

• **Aciers supplémentaires et dispositions constructives**

➤ **Aciers de peau** : pour limiter les effets hygrothermiques (voir le tableau ci-dessous)

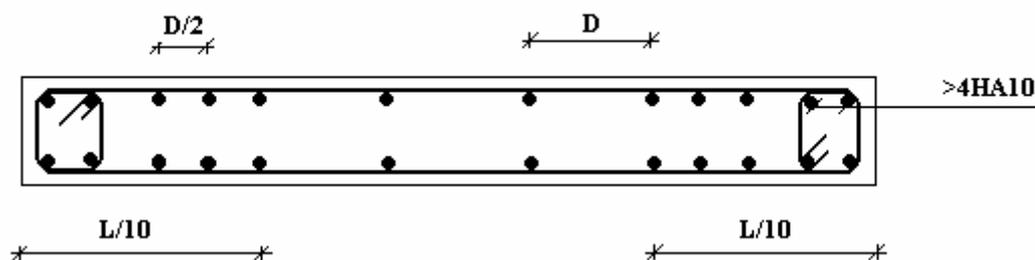
Tableau. V.37. Aciers supplémentaires

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm <sup>2</sup>	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	M	0,50	0,33

- **Préconisation du règlement parasismique algérien [2]**

### Aciers verticaux

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.



**Fig V.13. Disposition des armatures verticales dans les voiles**

#### a. Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

#### b. Règles communes

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - a.  $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :  $A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

#### V.4.3. Exemple de calcul ( $V_{x1}$ )

Soit le voile de longueur

$$L = 1,68m$$

$$a = 0,20 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3,5 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

- **Contraintes limites**

Pour une hauteur d'étage de 3,5m d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 3,5 - 0,40 = 3,1m$  (0,40m : hauteur de la poutre)

Tableau V.38. Calcul de  $\sigma_{ba}$  et  $\sigma_{bna}$  pour l'exemple (V1)

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement $l_f$	M	$0,85 \times 3,1 = 2,63$	$0,80 \times 3,1 = 2,48$
Elancement $\lambda$	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 45,5$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 42,90$
Coefficient $\alpha$	/	0,445	0,653
Section réduite $B_r$ (par ml) Avec $d = 1m$	m <sup>2</sup>	$(a-0,02)1 = (0,20-0,02)1 = 0,18$	0,18
Effort ultime $N_{ulim}$	Kn	1934,78	2919,13
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{ulim}}{a d}$ Avec $d = 1m$	MPa	$\sigma_{bna} = 9,61MPa$	$\sigma_{ba} = 14,59MPa$

- **Remarque**

$\sigma_{ba} = 14,59MPa$  correspondant à  $A_s = 0,1\%$  de  $B_{et}$

$$B_{et} = (0,20) (1) m^2$$

$$A_s = 2cm^2 = 2 \cdot 10^{-4} m^2$$

- **Armatures de traction**

On pourra décomposer la zone tendue en bande dont la longueur  $l^i$  est telle que : avec :

$$l^i = \frac{L}{2} = 0,84 \quad L = 1,68m \text{ (longueur de voile)}$$

Tableau. V.39. Calcul des armatures verticales de l'exemple (Vx1)

Maille (ou élément de voile)	1	2
Dimensions (m <sup>2</sup> ) (a*l <sup>i</sup> ) = S <sub>j</sub>	0,168	0,168
Contrainte moyenne par bande σ <sub>j</sub> (MPa)	5,95	2,24
Force de traction F <sub>t</sub> (MN) = σ <sub>j</sub> S <sub>j</sub>	0,99	0,376
Section d'acier (cm <sup>2</sup> ) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle γ <sub>s</sub> = 1)	24,75	9,40
Aciers minimaux (cm <sup>2</sup> ) 1. Selon BAEL: 0,1% S <sub>béton</sub> 2. Selon RPA99: 0,2 % S <sub>béton</sub>	2 4	2 4
Choix	<b>2X4T16 +2X3T14</b>	<b>2X5T12</b>
A <sub>v</sub> adopté	25,32	11,30
S <sub>i</sub> :espacement (cm)	10	20

- Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) « RPA99 version 2003 »

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4V_u^{cal} \quad ; \quad V_u^{cal} = S_{12}.a.1$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,07 (200)(840)}{400} 1,4 = 692,07 mm^2$$

$$A_{vj} = 6,92 cm^2$$

- Aciers horizontaux

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u . a . S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \max} = 300 mm$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1,07) (200) (300)}{(0,8) (400) (0,8)} = 351,09 mm^2$$

$$A_{h1} = 3,51 cm^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad ; \quad A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la bande la plus armé} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (25,32) = 16,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{h\min} = (0,15\%) a.l = \frac{0,15}{100} (20)(84) = 2,52 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 16,38 \text{ m}^2$$

Soit :  $2 \times 8 \text{T}12 = 18,10 \text{ cm}^2$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{1000}{8} = 148 \text{ mm}$$

Nous prenons :  $S_t = 140 \text{ mm} < S_{t\min} = 300 \text{ mm}$  ..... Vérifiée

Les résultats de ferraillage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Sens x-x**

**Tableau V.40. Calcul des armatures verticales du voile (Vx1, L=1,68m)**

Etages	Maille	$S_i$ ( $\text{m}^2$ )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	Le choix	$A_{\text{adopté}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$S_i$ (cm)
RDC-2 <sup>ème</sup>	1	0,168	5,95	0, ;99	24,75	2X4T16	25,32	10
						2X3T14		15
	2	0,168	2,24	0,376	9,40	2X5T12	11,30	20
3 <sup>ème</sup> - 5 <sup>ème</sup>	1	0,168	0,74	0,148	3,7	2X4T10	11	10
						2X3T10		15
	2	0,168	0,11	0,018	0,45	2X5T10	7,85	20
6 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	1	0,168	0,88	0,147	3,67	2X4T10	11	10
						2X3T10		15
	2	0,168	0,29	0,058	1,45	2X5T10	7,85	20

**Tableau V.41. Calcul des armatures verticales du voile (Vx2, L=1,0m)**

Etages	Maille	$S_i$ ( $\text{m}^2$ )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	Le choix	$A_{\text{adopté}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$S_i$ (cm)
RDC-2 <sup>ème</sup>	1	0,20	3,5	0,7	17,5	2X4T14	21,36	10
						2X4T12		15
3 <sup>ème</sup> - 5 <sup>ème</sup>	1	0,20	1,0	0,2	5	2X4T10	12,57	10
						2X4T10		15
6 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	1	0,20	0,68	0,14	3,5	2X4T10	12,57	10
						2X4T10		15

Remarque : ( / ) : Veut dire maille comprimée (voir les aciers de compression).

Tableau V.42. Calcul des armatures verticales du voile (Vx3, L=2,3m)

Etages	Maille	$S_i$ ( $m^2$ )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ ( $cm^2$ )	Le choix	$A_{adopté}$ ( $cm^2$ )	$S_i$ (cm)
RDC- 2 <sup>ème</sup>	1	0,153	6,33	0,96	24	2X3T16	24,13	10
						2X3T16		15
	2	0,153	1,54	0,23	5,75	2X5T12	11,31	20
	3	0,153	4,37	0,66	16,50	2X6T14	18,47	15
3 <sup>ème</sup> - 5 <sup>ème</sup>	1	0,153	1,15	0,17	4,25	2X3T10	9,42	10
						2X3T10		15
	2	0,153	-0,355	/	/	/	/	/
	3	0,153	0,8	0,12	3	2X5T10	7,90	20
6 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	1	0,153	1,01	0,15	3,75	2X3T10	9,42	10
						2X3T10		20
	2	0,153	0,64	0,097	2,42	2X5T10	7,90	20
	3	0,153	0,32	0,048	3	2X5T10	7,90	20

Tableau V.43. Calcul des armatures verticales du voile (Vx4, L=1m)

Etages	Maille	$S_i$ ( $m^2$ )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ ( $cm^2$ )	Le choix	$A_{adopté}$ ( $cm^2$ )	$S_i$ (cm)
RDC- 2 <sup>ème</sup>	1	0,20	3,3	0,66	16,55	2X3T14	16,02	10
						2X3T12		15
3 <sup>ème</sup> - 5 <sup>ème</sup>	1	0,20	1,25	0,25	6,25	2X3T10	9,48	10
						2X3T10		15
5 <sup>ème</sup> - 8 <sup>ème</sup>	1	0,20	1,20	0,24	6	2X3T10	9,48	10
						2X3T10		15

Tableau V.44. Calcul des armatures verticales du voile (Vx5, L=1,76m)

Etages	Maille	$S_i$ ( $m^2$ )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ ( $cm^2$ )	Le choix	$A_{adopté}$ ( $cm^2$ )	$S_i$ (cm)
RDC- 2 <sup>ème</sup>	1	0,117	6,48	0,75	18,75	2X4T14	19,1	10
						2X3T12		15
	2	0,117	2,83	0,33	8,25	2X5T12	11,31	20
3 <sup>ème</sup> - 5 <sup>ème</sup>	1	0,117	0,75	0,087	2,17	2X4T10	11	10
						2X3T10		15
	2	0,117	0,23	0,026	0,65	2X5T10	7,90	20
6 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	1	0,117	1,09	0,124	3,1	2X4T10	11	10
						2X3T10		15
	2	0,117	0,29	0,033	0,82	2X5T10	7,90	20

Sens y-y

Tableau V.45. Calcul des armatures verticales du voile ( $Vy1, L=3,6m$ )

Etages	Maille	$S_i$ ( $m^2$ )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ ( $cm^2$ )	Le choix	$A_{adopté}$ ( $cm^2$ )	$S_i$ (cm)
RDC-1 <sup>ère</sup>	1	0,18	4,6	0,83	20,75	2X4T14	21,36	10
						2X4T12		15
	2	0,18	0,55	0,099	2,47	2X5T10	7,90	20
	3	0,18	0,10	0,018	0,45	2X5T10	7,90	20
2 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ème</sup>	1	0,18	1,75	0,31	7,75	2X4T12	15,36	10
						2X4T10		15
	2	0,18	-0,14	/	/	/	/	/
	3	0,18	-0,576	/	/	/	/	/
5 <sup>ème</sup> - 8 <sup>ème</sup>	1	0,18	0,72	0,12	3	2X4T10	12,57	10
						2X4T10		15
	2	0,18	0,18	0,06	1,5	2X5T10	7,90	20
	3	0,18	0,26	0,03	0,75	2X5T10	7,9	20
4	0,18	1,04	0,19	4,75	2X5T10	7,90	20	
							20	

Remarque :

( / ) : Veut dire maille comprimée (voir les aciers de compression).

Tableau V.46. Calcul des armatures verticales du voile ( $Vy2, L=2, 1$ )

Etages	Maille	$S_i$ ( $m^2$ )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ ( $cm^2$ )	Le choix	$A_{adopté}$ ( $cm^2$ )	$S_i$ (cm)
RDC-2 <sup>ème</sup> -	1	0,14	2,3	0,32	8	2X3T12	13,57	20
						2X3T12		
	2	0,14	-0,11	/	/	/	/	/
3 <sup>ème</sup> -	1	0,14	2,2	0,30	7,5	2X5T12	11,30	20
						2X5T12		
	2	0,14	0,19	0,026	0,65	2X5T10	7,90	20
6 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	1	0,14	0,20	0,028	0,7	2X3T10	9,42	20
						2X3T10		
	2	0,14	0,19	0,026	0,65	2X5T10	7,90	20
3	0,14	0,34	0,047	1,17	2X5T10	7,90	20	
							20	

Remarque : ( / ) : Veut dire maille comprimée (voir les aciers de compression).

Tableau V.47. Calcul des armatures verticales du voile (Vy3, L=1,0m)

Etages	Maille	$S_i$ ( $m^2$ )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ ( $cm^2$ )	Le Choix	$A_{adopté}$ ( $cm^2$ )	$S_i$ (cm)
RDC-2 <sup>ème</sup>	1	0,2	2,6	0,52	13	2X4T12	18,1	10
						2X4T12		15
3 <sup>ème</sup> - 5 <sup>ème</sup>	1	0,2	0,81	0,16	4	2X4T10	12,60	10
						2X4T10		15
6 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	1	0,2	0,87	0,17	4,25	2X4T10	12,60	10
						2X4T10		15

Tableau V.48. Calcul des armatures verticales du voile (Vy4, L=1,0m)

Etages	Maille	$S_i$ ( $m^2$ )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ ( $cm^2$ )	Le Choix	$A_{adopté}$ ( $cm^2$ )	$S_i$ (cm)
RDC-2 <sup>ème</sup>	1	0,2	2	0,4	10	2X4T12	18,1	10
						2X4T12		15
3 <sup>ème</sup> - 5 <sup>ème</sup>	1	0,2	0,97	0,19	4,75	2X4T10	12,60	10
						2X4T10		15
6 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	1	0,2	0,85	0,17	4,25	2X4T10	12,60	10
						2X4T10		15

Tableau V.49. Calcul des armatures verticales du voile (Vy5, L=3,7m)

Etages	Maille	$S_i$ ( $m^2$ )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ ( $cm^2$ )	Le choix	$A_{adopté}$ ( $cm^2$ )	$S_i$ (cm)
RDC-2 <sup>ème</sup>	1	0,185	6,9	1,27	31,75	2X4T16	32,17	10
						2X4T14		15
	2	0,185	1,8	0,33	8,25	2X5T14	15,39	20
	3	0,185	1,1	0,20	5	2X5T14	15,39	20
3 <sup>ème</sup> - 5 <sup>ème</sup>	4	0,185	6,5	1,2	30	2X4T16	32,17	10
						2X4T16		15
	1	0,185	4,1	0,75	18,75	2X4T14	21,36	10
						2X4T12		15
2	0,185	0,80	0,14	3,5	2X5T10	7,90	20	
3	0,185	-0,54	/	/	/	/	/	
6 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	4	0,185	3,2	0,53	13,25	2X4T12	15,33	20
						2X4T10		15
	1	0,185	2,7	0,49	12,25	2X4T12	15,33	10
						2X4T10		15
2	0,185	0,37	0,06	1,5	2X5T10	7,9	20	
3	0,185	0,32	0,05	1,25	2X5T10	7,9	20	
4	0,185	2,6	0,48	12	2X4T12	15,33	10	
					2X4T10		15	

Remarque : (/) : Veut dire maille comprimée (voir les aciers de compression).

- Armature de joint de bétonnage (acier de couture) :

Sens x-x

Tableau V.50 : Calcul des aciers de couture des voiles sens (x-x)

Voile	Etages	$\tau_u$ (MPa)	$A_{vj}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_T$
<b>V1</b> <b>L<sub>i</sub>=0,84</b>	RDC-2 <sup>ème</sup>	1,03	6,66	2X5T12	11,3	20
	3 <sup>ème</sup> - 5 <sup>ème</sup>	1,0	6,46	2X5T12	11,3	20
	6 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	0,96	6,20	2X5T12	11,3	20
<b>V2</b> <b>L<sub>i</sub>=1</b>	RDC-2 <sup>ème</sup>	1,21	9,31	2X5T12	11,3	20
	3 <sup>ème</sup> - 5 <sup>ème</sup>	1,40	9,09	2X5T12	11,3	20
	6 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	1,27	10,78	2X5T12	11,3	20
<b>V3</b> <b>L<sub>i</sub>=0.76</b>	RDC-2 <sup>ème</sup>	1,65	9,65	2X5T12	11,3	20
	3 <sup>ème</sup> - 5 <sup>ème</sup>	1,26	7,37	2X5T12	11,3	20
	6 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	1,01	5,91	2X5T12	11,3	20
<b>V4</b> <b>L<sub>i</sub>=1</b>	RDC-2 <sup>ème</sup>	1,1	8,47	2X5T12	11,3	20
	3 <sup>ème</sup> - 5 <sup>ème</sup>	1,37	10,54	2X5T12	11,3	20
	6 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	1,35	10,33	2X5T12	11,3	20
<b>V5</b> <b>L<sub>i</sub>=0, 88</b>	RDC-2 <sup>ème</sup>	1,02	7,04	2X5T12	11,3	20
	3 <sup>ème</sup> - 5 <sup>ème</sup>	1	6,77	2X5T12	11,3	20
	6 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	0,98	6,64	2X5T12	11,3	20

Sens y-y

Tableau V.51 : Calcul des aciers de couture des voiles sens (y-y)

Voile	Etages	$\tau_u$ (MPa)	$A_{vj}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_T$
<b>V1</b> <b>L<sub>i</sub>=0.9</b>	RDC-2 <sup>ème</sup>	1,21	8,38	2X5T12	11,3	20
	3 <sup>ème</sup> - 5 <sup>ème</sup>	0,66	4,51	2X5T10	11,3	20
	6 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	0,5	2,25	2X5T10	11,3	20
<b>V2</b> <b>L<sub>i</sub>=0,7</b>	RDC-2 <sup>ème</sup>	1,04	5,60	2X5T12	11,3	20
	3 <sup>ème</sup> - 5 <sup>ème</sup>	1,33	7,16	2X5T12	11,3	20
	6 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	1,05	5,65	2X5T10	11,3	20
<b>V3</b> <b>L<sub>i</sub>=0.1</b>	RDC-2 <sup>ème</sup>	1,04	8	2X5T12	11,3	20
	3 <sup>ème</sup> - 5 <sup>ème</sup>	1,29	9,93	2X5T12	11,3	20
	6 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	1,30	10,01	2X5T12	11,3	20
<b>V4</b> <b>L<sub>i</sub>=1</b>	RDC-2 <sup>ème</sup>	1,16	8,93	2X5T14	15,83	20
	3 <sup>ème</sup> - 5 <sup>ème</sup>	1,46	11,31	2X5T14	15,83	20
	6 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	1,54	11,85	2X5T14	15,83	20
<b>V5</b> <b>L<sub>i</sub>=0,92</b>	RDC-2 <sup>ème</sup>	1,94	13,74	2X5T14	15,83	20
	3 <sup>ème</sup> - 5 <sup>ème</sup>	1,18	8,35	2X5T12	11,3	20
	6 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	0,98	7,54	2X5T12	11,3	20

Armature verticale de compression

Si  $\sigma^{max} < \sigma_{ba} \Rightarrow$  le voile n'est pas armé à la compression, on prend la section minimale

$$\rho_v = \text{Max} \{ \text{min BAEL} ; \text{min RPA 99} \}$$

Selon le BAEL  $\rho_v = 0,10\%$

Selon le RPA 99  $\rho_v = 0,15\%$

$$A_{v\text{ cal}} = \text{Max}( A_{v\text{ RPA}} , A_{v\text{ BAEL}} )$$

Le tableau présente les valeurs des sections d'aciers de compression :

**Tableau V.52. Calcul des armatures de compression des voiles**

Voiles	$A_v$	Choix	$A_{adopté}(cm^2)$	$S_t(cm)$
$V_{x3}$	2,29	2x5T10	7,9	20
$V_{y1}$	2,97	2x5T10	7,90	20
$V_{y2}$	2,1	2x5T10	7,9	20
$V_{y5}$	2,77	2x5T10	7,9	20

- Aciers horizontaux

Sens x-x

**Tableau V.53. Calcul des aciers horizontaux des voiles (x-x)**

Voile	Etages	$\tau_u$ (Mpa)	$A_{h1}$ ( $cm^2$ )	$A_{h2}$ ( $cm^2$ )	$A_{h}^{min}$ ( $cm^2$ )	$A_h$ ( $cm^2$ )	Choix	$A_h$ adoptée ( $cm^2$ )	$S_t$ (cm)
$V_{X1}$	RDC-2 <sup>ème</sup>	1,03	3,37	16,88	2,52	16,88	2X8T12	18,10	12,5
	3 <sup>ème</sup> -5 <sup>ème</sup>	1,0	3,28	7,52	2,52	7,52	2X5T10	7,85	20
	6 <sup>ème</sup> -9 <sup>ème</sup>	0,96	3,15	7,32	2,52	7,32	2X5T10	7,85	20
$V_{X2}$	RDC-2 <sup>ème</sup>	1,21	3,97	14,22	3	14,22	2X10T10	15,71	10
	3 <sup>ème</sup> -5 <sup>ème</sup>	1,40	4,59	8,37	3	8,37	2X8T10	12,57	12,5
	6 <sup>ème</sup> -9 <sup>ème</sup>	1,27	4,16	8,37	3	8,37	2X8T10	12,57	12,5
$V_{X3}$	RDC-2 <sup>ème</sup>	1,65	5,41	16,07	2,28	16,07	2X8T12	18,10	12,5
	3 <sup>ème</sup> -5 <sup>ème</sup>	1,26	4,13	6,31	2,28	6,31	2X5T10	7,85	20
	6 <sup>ème</sup> -9 <sup>ème</sup>	1,01	3,31	6,31	2,28	6,31	2X5T10	7,85	20
$V_{X4}$	RDC-2 <sup>ème</sup>	1,1	3,6	10,66	3	10,66	2X8T10	22,60	12,5
	3 <sup>ème</sup> -5 <sup>ème</sup>	1,37	4,49	6,31	3	6,31	2X5T10	7,85	20
	6 <sup>ème</sup> -9 <sup>ème</sup>	1,35	4,42	6,31	3	6,31	2X5T10	7,85	20
$V_{x5}$	RDC-2 <sup>ème</sup>	1,02	3,34	12,72	2,64	12,72	2X10T10	15,71	10
	3 <sup>ème</sup> -5 <sup>ème</sup>	1	3,28	7,32	2,64	7,32	2X5T10	7,85	20
	6 <sup>ème</sup> -9 <sup>ème</sup>	0,98	3,21	7,32	2,64	7,32	2X5T10	7,85	20

Sens y-y

Tableau V.54. Calcul des aciers horizontaux des voiles (y-y)

Voile	Etages	$\tau_u$ (Mpa)	$A_{h1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{h2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_h$ adoptée (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
$V_{y1}$	RDC-1 <sup>ère</sup>	1,21	3,37	14,22	2,7	14,22	<b>2X10T10</b>	15,71	10
	2 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	0,66	2,16	10,22	2,7	10,22	<b>2X8T10</b>	12,57	12,5
	5 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	0,5	1,64	7,7	2,7	7,7	<b>2X8T10</b>	12,57	12,5
$V_{y2}$	RDC-1 <sup>ère</sup>	1,04	3,41	9,03	2,1	9,03	<b>2X8T10</b>	12,57	12,5
	2 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	1,33	4,36	6,27	2,1	6,27	<b>2X5T10</b>	7,85	20
	5 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	1,05	3,44	6,27	2,1	6,27	<b>2X5T10</b>	7,85	20
$V_{y3}$	RDC-1 <sup>ère</sup>	1,04	3,41	12,05	3	18,93	<b>2X10T12</b>	22,60	10
	2 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	1,29	4,23	8,39	3	8,39	<b>2X8T10</b>	12,57	12,5
	5 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	1,30	4,26	8,39	3	8,39	<b>2X8T10</b>	12,57	12,5
$V_{y4}$	RDC-1 <sup>ère</sup>	1,16	3,8	12,05	3	12,05	<b>2X8T12</b>	12,57	12,5
	2 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	1,46	4,79	8,39	3	8,39	<b>2X8T10</b>	12,57	12,5
	5 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	1,54	5,05	8,39	3	8,39	<b>2X8T10</b>	12,57	12,5
$V_{y5}$	RDC-1 <sup>ère</sup>	1,94	6,36	21,42	2,76	21,42	<b>2X10T12</b>	22,62	10
	2 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	1,18	3,87	14,22	2,76	14,22	<b>2X10T10</b>	15,71	10
	5 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup>	0,98	3,21	10,11	2,76	10,11	<b>2X8T10</b>	12,57	12,5

#### V.4.4. Ferraillage des voiles du sous-sol

Les voiles du sous-sol travaillent en compression pure. Ils sont soumis à leur propre poids et à l'effort normal leur revenant de la superstructure.

Pour le ferraillage des voiles du sous-sol nous sommes amené du point de vue théorique et pratique à uniformiser les armatures, afin d'assurer la continuité des barres (c'est à dire même nombre de barre). Cette continuité elle-même assure une bonne transmission des efforts entre les différents étages jusqu'à la fondation.

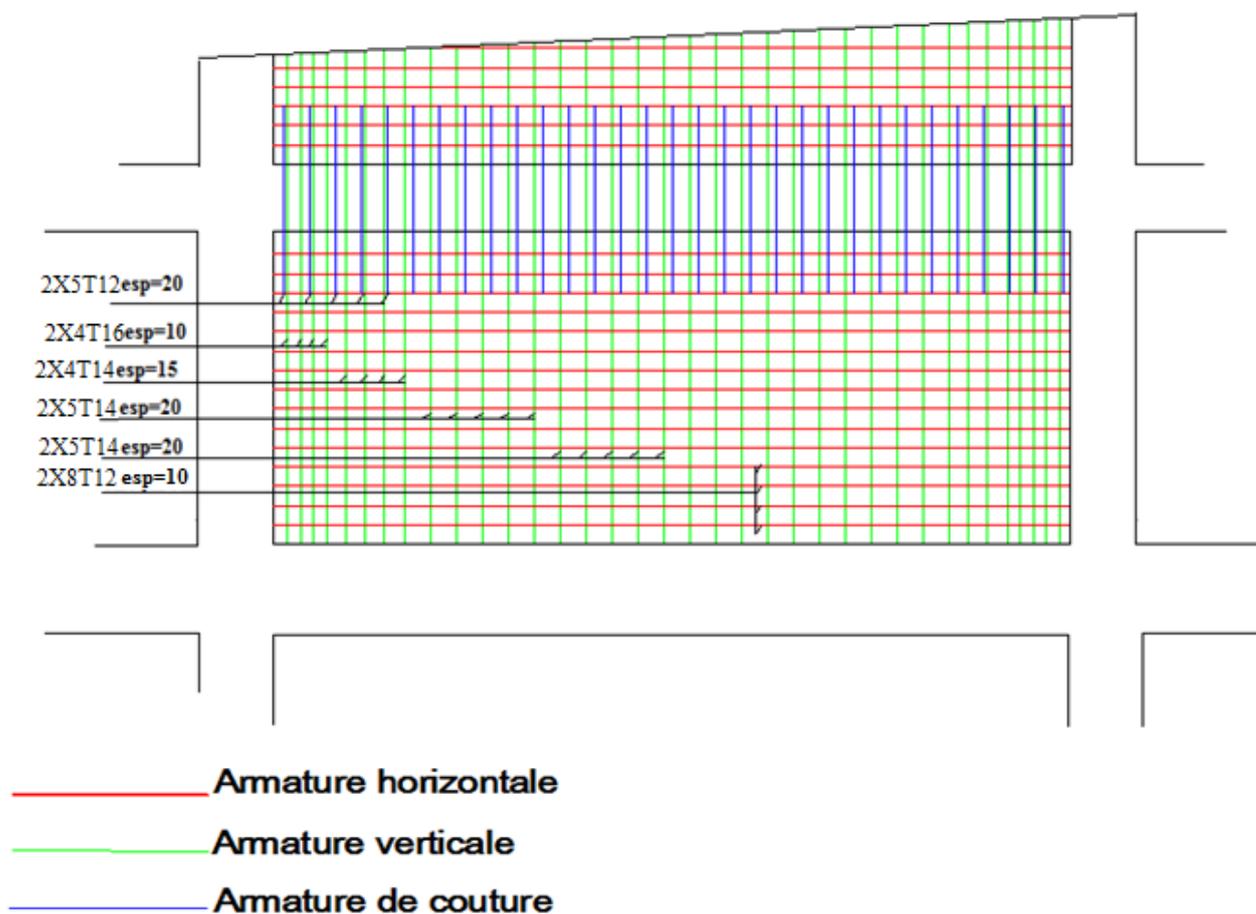
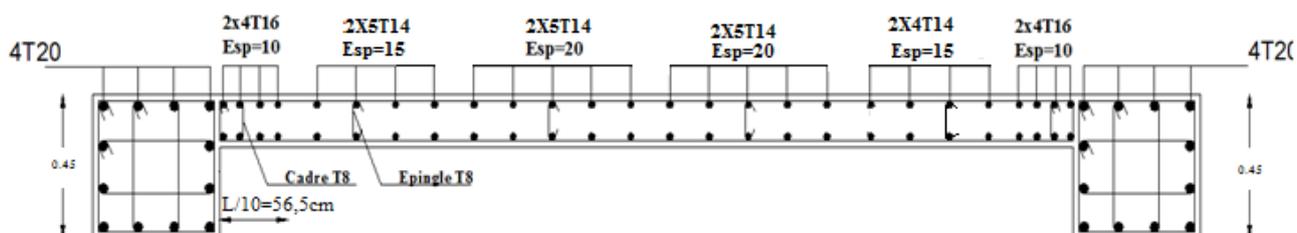
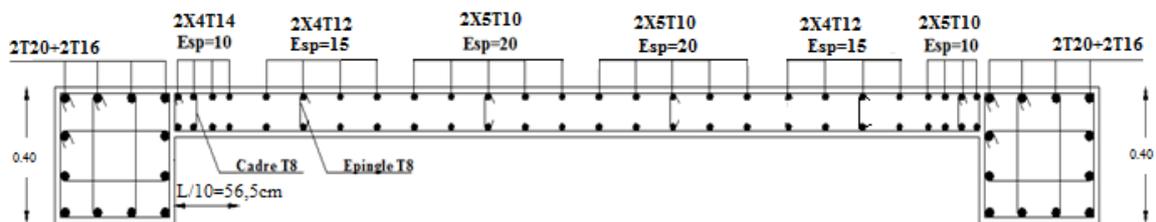


Fig V.14. Détail de ferraillage voile Vy3 au niveau RDC- 1<sup>er</sup> étage

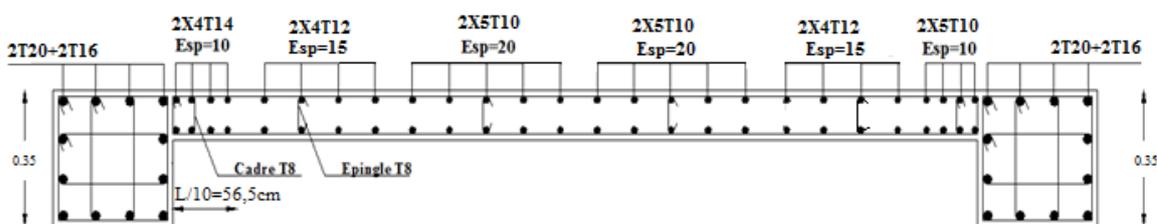
Du R.D.C au 2<sup>ème</sup> étage



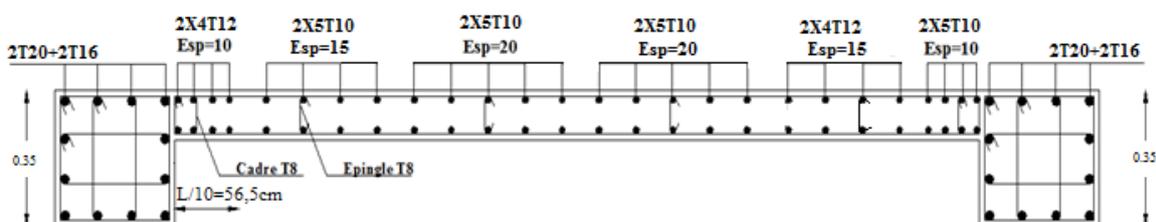
Du 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage



5<sup>ème</sup> étage



6<sup>ème</sup> étage



Du 7<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage

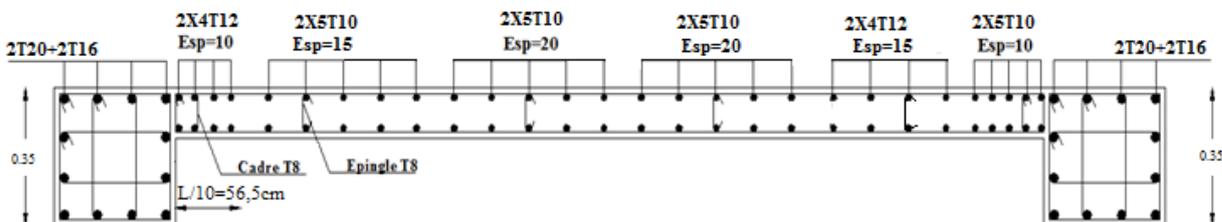


Figure V.15. Schéma de Ferrailage de Voile V5

### VI.1. Introduction

La reconnaissance de sol, utilisant différents équipements et instrumentation sur terrain ou au laboratoire est un moyen pour l'ingénieur, à mieux connaître les sols et surtout le massif de sol étudié appelé à supporter dans des bonnes conditions les différents projets de travaux publics et de génie civil, c'est donc en premier lieu de sa résistance et de sa stabilité que dépendent la robustesse et la durée de l'ouvrage construit.

### VI.2. Etude préliminaire

Cette partie de l'étude consiste, d'une part, à collecter les données déjà existantes, et d'autre part, à mener une prospection géologique du site. Le travail de cette phase est basé sur des missions de terrain, dans le but de renseigner sur la topographie, la lithologie et la stratigraphie, ainsi que sur l'utilisation de la documentation et les archives disponibles sur la zone.

#### VI.2.1. Situation et relief :

Le site devant recevoir ce bâtiment en R+9+sous-sol, qui s'étend sur une superficie d'environ 900 m<sup>2</sup> se situe à ALGER. Il est limité au Nord par une route principale et des locaux commerciaux, à l'Est, Ouest et sud par des constructions existantes ..

#### VI.2.2. Climat de la région:

La région d'ALGER, appartenant au Nord du pays. Elle est donc exposée relativement à l'influence maritime. Son climat est de type méditerranéen, caractérisé par un hiver humide et frais et des étés relativement chauds.

#### VI.2.3. Contexte géologique:

La nature de la formation géologique rencontrée dans la région d'ALGER appartient nettement à l'époque du quaternaire, qui se subdivise en quatre unités lithologiques (quaternaire ancien, moyen, récent, actuel).

#### VI.2.4. Sismicité:

Le règlement parasismique Algérien "*RPA99 version 2003*" a établi des règles, qui sont fonctions de l'intensité de l'action sismique d'une région, pour tenir compte de la probabilité d'occurrence d'un séisme dans une région d'étude.

Ces règles, qui ont été révisées après le séisme du 21 mai 2003 de Boumerdés, divisent le territoire Algérien en cinq (05) Zones sismiques:

- Zone 0: sismicité négligeable;
- Zone I: sismicité faible;
- Zone IIa et IIb: sismicité moyenne;
- Zone III: forte sismicité.

Ces zones sont représentées sur une carte de zonage sismique

Le site étudié se trouve sur la **zone III** de sismicité élevée car la wilaya d'ALGER a rencontré plusieurs séismes .

### VI.3. Campagne d'investigation

Pour préciser la nature et les caractéristiques géotechniques des sols, ainsi que la nature des déblais et les conditions de leur éventuelle réutilisation, on doit programmer une campagne d'investigation des sols in-situ et au laboratoire.

#### VI.3.1. Essais in-situ:

Sur la base de l'investigation préliminaire du site, nous avons implanté nos essais in-situ qui sont : - Huit (08) essais au pénétromètre dynamique lourd.

-Deux (02) sondage carottés.

##### VI.3.1.1. Sondages carottes :

Les sondages carottés permettent d'extraire des échantillons du sol en profondeur. Ces échantillons, remaniés ou intacts, permettent d'une part de reconnaître de visu la nature géologique des terrains, et donc de compléter les informations géologiques locales recueillies dans l'étude préliminaire, et d'autre part de mener la campagne d'essais de laboratoire pour aboutir aux caractéristiques d'identification et mécaniques du sol. Celles-ci sont utilisées, entre autres, pour étudier la résistance au cisaillement du sol ainsi que sa prédisposition à tasser

Pour ce site nous avons réalisé deux (02) sondages carottés, les coupes de ces sondages montrent la lithologie suivante :

- **Sondage carotte SC1:**
  - 0,00m-0,50m : Alluvions (gravier et sable).
  - 0,50m-1,00m : Argile limoneuse brunâtre graveleuse et caillouteuse.
  - 1,00m-2,00m : Argile sableuse brunâtre peut graveleuse.
  - 2,00m-2,70m : Argile limoneuse brunâtre graveleuse et caillouteuse.
  - 2,70m-5,30m : Limon graveleux.
  - 5,30m-6,00m : Argile plus ou moins graveleuse.
  - 6,00m-7,00m : Gravier et sable argilo-limoneux.
  - 7,00m-8,00m : Argile.
- **Sondage carotté SC2:**
  - 0,00m-1,20m : Graviers, sable et cailloux dans une matrice limono argileuse brunâtre.
  - 1,20m-7,00m : Alluvions noyés dans une matrice riche en argile avec des passages graveleuses.
  - 7,00m-8,00m : Alluvions (gravier et sable argilo-limoneux).

##### VI.3.1.2. Essais au penetrometre dynamique lourd:

- **Principe de l'essai :** L'essai au pénétromètre dynamique lourd consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un train de tubes lisses, muni à son extrémité d'une pointe, à l'aide d'un mouton tombant d'une hauteur donnée.

On compte le nombre de coups N correspondant à chaque enfoncement de 20 cm du tube dans le sol. Dans le cas général, plus le tube s'enfonce en profondeur, plus ce nombre de coups devient plus élevé.

On dit que le "refus" est atteint lorsque le nombre de coups N, pour une pénétration inférieure ou égale à 20 cm, devient très élevé.

Les résultats des essais sont représentés par des diagrammes donnant, en fonction de la profondeur atteinte par l'extrémité inférieure, la résistance en pointe au battage  $R_p$  déduite de la formule des Hollandais, Celle-ci est donnée par:

$$R_p = \frac{M^2 \times g \times H}{e \times (M + M') \times A}$$

Avec :

- A: section droite de la pointe
- e : pénétration moyenne par coup
- g : accélération de la pesanteur
- H: hauteur de chute
- M: masse du mouton
- M': somme des masses du train de tige, de l'enclume et de la tige guide

Les valeurs de ces caractéristiques sont variables suivant les types d'appareils. Aussi tout diagramme de pénétration dynamique devra mentionner ces caractéristiques. Le pénétromètre dynamique que nous avons utilisé pour la réalisation de nos essais possède les caractéristiques suivantes:

- Pointe de diamètre  $\phi_p = 50mm$ , de section  $A=19,63cm^2$
- Mouton de masse  $M=63,35kg$
- Tige de masse  $M=6,1kg$ , de diamètre  $\phi_t = 32mm$  et de longueur  $1m$

Concernant ce site, nous avons réalisé Huit (08) sondages au pénétromètre dynamique lourd (P.D.L), répartis sur le terrain. Les résultats de ces essais sont illustrés par les pénétrogrammes donnant la variation de la résistance dynamique en pointe  $R_p$  en bars, en fonction de la profondeur en mètre (voir annexe).

### VI.3.2.Essais de laboratoire :

Outre l'investigation expérimentale in-situ, nous avons réalisé une campagne d'essais de laboratoire sur les échantillons de sol remaniés ou intact, extraits lors des deux sondages carottés réalisés.

Les essais de laboratoire peuvent être subdivisés en trois (3) grandes catégories :

**-Les essais d'identification :** Ceux sont essentiellement la densité, la teneur en eau, les limites d'Atterberg, la granulométrie (par tamisage ou par sédimentométrie) et l'analyse chimique.

**-Les essais de résistance :** Ce sont des essais qui permettent d'étudier la résistance du sol, en particulier au cisaillement, d'en déduire sa capacité portante, et de conclure sur la stabilité des fondations superficielles ou profondes, des ouvrages de soutènement, etc. Parmi ces essais, que nous avons réalisé pour notre projet, il y a l'essai de cisaillement direct.

**-Les essais de compressibilité :** Ce sont des essais qui permettent d'évaluer les tassements d'un sol sous le poids d'une charge donnée (fondation, remblai, etc.). Le plus connu de ces essais est l'oedomètre qui donne certaines caractéristiques de compressibilité nécessaires pour évaluer ces tassements.

#### a) Choix du type d'essai de laboratoire :

Deux (02) sondages carottés ont été réalisés, à partir desquels des carottes d'échantillons de sol sont extraites. Ces échantillons de sol soit remaniés, destinés à certains type d'essais (densité, granulométrie, etc.), soit conservés intacts en les enveloppant dans de la paraffine, destinés pour d'autres essais (compressibilité ou cisaillement etc.)

Pour que nos essais de laboratoire soient plus représentatifs, nous avons réalisé pour chaque sondage un ensemble d'essais d'identification (physique et mécanique) à des profondeurs différentes. Pour chaque sondage.

Nous donnons, dans le tableau suivant l'ensemble des essais de laboratoire que nous avons réalisé pour chaque sondage, en indiquant la profondeur ou l'échantillon a été prélevé ainsi que sa nature remanié ou intact

Tableau VI.1. : Liste des essais de laboratoire réalisés

N° sondage	Profondeur Echantillon (m)	Nature échantillon	Type d'essais
SC1	2,00 à 2,20	Intact	-Teneur en eau ; -Densité ; -Limites d'Atterberg ; -Granulométrie (tamisage + sédimento.) ; -Essai de cisaillement CU.
	7,40 à 7,70	Intact	-Teneur en eau ; -Densité ; -Limites d'Atterberg ; -Granulométrie (tamisage + sédimento.) ; -Essai de compressibilité.
SC2	2,00 à 2,30	Intact	-Teneur en eau ; -Densité ; -Granulométrie (tamisage + sédimento.) ; -Essai de cisaillement CU.
	6,60 à 6,90	Intact	-Teneur en eau ; -Densité ; -Granulométrie (tamisage + sédimento.) ; -Essai de compressibilité.

**b) Résultats des essais de laboratoire :**

**1-Densité :**

Le poids volumique d'un sol est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol, au volume de cette même quantité.

On la note  $\gamma = \frac{P}{V}$  et on l'exprime généralement en  $\text{kN}/\text{m}^3$ .

La densité d'un sol est le rapport de son poids volumique au poids volumique de l'eau qui est généralement pris égale à  $10\text{kN}/\text{m}^3$ . La densité est sans unité.

**2-Teneur en eau naturelle :**

C'est le rapport du poids d'eau, qu'un échantillon de sol contient, au poids des éléments secs de ce même échantillon. Ces deux quantités sont obtenues en pesant l'échantillon dans son état naturel humide puis dans son état sec après dessiccation à l'étuve à  $105^\circ\text{C}$ .

La teneur en eau est notée  $\omega = \frac{P_w}{P_s} \times 100$  et est exprimée en pourcentage (%).

Les résultats de la teneur en eau et du poids volumique sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. : Teneur en eau et poids volumique.

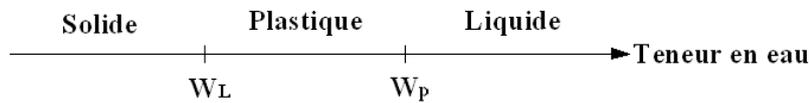
Sondage	Profondeur (m)	Teneur en eau $w(\%)$	Poids volumique sec $\gamma_d (\text{KN}/\text{m}^3)$
SC1	2,00 - 2,20	18,90	17,70
	7,40 - 7,70	23,45	16,60
SC2	2,00 - 2,30	20,25	17,15
	6,60 - 6,90	20,50	17,50

### 3-Limites d'Atterberg :

En fonction de la teneur en eau, un sol remanié se présente suivant des consistances variables pour lesquelles on peut distinguer trois états : état liquide, état plastique et état solide.

Le passage du sol d'un état à un autre se fait graduellement et les frontières séparant ces états sont définies conventionnellement par ce qu'on appelle les limites d'Atterberg.

Sur un axe portant les teneurs en eau,  $W_P$  et  $W_L$  peuvent être représentées comme suit :



A partir de  $W_P$  et  $W_L$  on calcul :

$$\begin{cases} I_p = W_L - W_P \\ I_c = \frac{W_L - W}{I_p} \\ I_L = \frac{W - W_P}{I_p} \end{cases}$$

Les limites d'Atterberg ont une importance essentielle en mécanique des sols .elles permettent en particulier de classer les sols fins et interviennent dans la classification des sols grenus Et pour les deux sondages carottés on a les résultats suivants :

-SC1 :

**Tableau VI.3.: Limites de liquidité à la coupelle de Casagrande (SC1)**

**Profondeur :** (2.00-2.20)m

<i>Teneur en eau de liquidité</i>	$W_L=29,00 \%$
<i>Teneur en eau de plasticité</i>	$W_p=10,44 \%$
<i>Indice de plasticité</i>	$I_p=18,56 \%$

**Profondeur :** (7.40-7.70)m

<i>Teneur en eau de liquidité</i>	$W_L=49,00 \%$
<i>Teneur en eau de plasticité</i>	$W_p=24,43 \%$
<i>Indice de plasticité</i>	$I_p=24,57 \%$

-SC2 :

**Tableau VI.4.:Limites de liquidité à la coupelle de Casagrande (SC2)**

**Profondeur :** (2.00-2.30)m

<i>Teneur en eau de liquidité</i>	$W_L=26,40 \%$
<i>Teneur en eau de plasticité</i>	$W_p=8,66 \%$
<i>Indice de plasticité</i>	$I_p=17,74 \%$

**Profondeur :** (6.60-6.90)m

Teneur en eau de liquidité	$W_L=25,00\%$
Teneur en eau de plasticité	$W_p=8,66\%$
Indice de plasticité	$I_p=16,34\%$

#### 4-Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique permet de mesurer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Selon la taille des grains, cette analyse comprend deux opérations : Le tamisage et La sédimentométrie.

D'après la classification du L.C.P.C, les sols grenus sont classés par l'organigramme de classification des sols grenus et les sols fins par le diagramme de Casagrande (voir annexe)

Le tableau suivant représente la classification de notre site :

**Tableau VI.5 : Classification des sols du site étudié.**

Sondage	Prof. (m)	% 80 $\mu$	$W_L$ %	$I_p$ %	Classe
SC1	2,0 ÷ 2,2	35	29,0	10,44	SA : sable argileux
	7,4 ÷ 7,7	97	49,0	24,57	Ap : argile peu plastique
SC2	2,0 ÷ 2,3	49	26,4	8,66	SA : sable argileux
	6,6 ÷ 6,9	41	25,0	8,66	SA : sable argileux

#### 5-Essais de compressibilité :(l'essais oedométrique)

Un des essais les plus importants réalisés en mécanique des sols est l'essai de compressibilité à l'oedomètre. Il permet d'étudier la compressibilité du sol et d'en déduire certaines caractéristiques pour évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages construits sur ce sol.

Cet essai a pour objet essentiel l'étude de la consolidation d'éprouvettes saturées de sols intacts, soumises à des charges verticales uniformes, drainées sur les deux faces (inférieure et supérieure). Les résultats des essais sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.6 : la compressibilité des sols du site étudié.**

Sondage	Prof. (m)	$C_s$ %	$C_c$ %	$C_g$ %	$\sigma_c$ (kPa)	Etat de compressibilité
SC1	7,4 - 7,9	0	16,16	5,16	341	Sol moyennement compressible
SC2	6,6 - 6,9	0	12,53	2,45	255	Sol moyennement compressible

#### 6-Essais de résistance :

Lorsque le sol subit des charges de la part d'un ouvrage, il risque de se rompre par cisaillement et d'engendrer de graves catastrophes. Pour éviter ceci, il est nécessaire d'étudier la résistance du sol au cisaillement et d'en déduire ses caractéristiques mécaniques permettant de calculer en particulier sa capacité portante.

Un des essais utilisés pour calculer ces caractéristiques est l'essai de cisaillement direct. Pour étudier la résistance au cisaillement du sol à différents endroits de notre site, nous avons réalisé deux (02) essais de cisaillement direct de type consolidé non drainé UU.

Les résultats des essais sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.7 : Résistance au cisaillement des sols du site étudié**

<i>Sondage</i>	<i>Prof. (m)</i>	<i>Cohésion <math>C_{uu}</math> (kPa)</i>	<i>Angle de frottement <math>\varphi_{uu}</math> (<math>^{\circ}</math>)</i>
SC1	2,0 ÷ 2,2	120	10
SC2	2,0 ÷ 2,3	100	15

**Tableau VI.8 : Tableau récapitulatif des résultats des caractéristiques physiques et mécanique**

<i>Z(m)</i>	<i>SC1</i>		<i>SC2</i>	
	<i>2 - 2,2</i>	<i>7,4 – 7,7</i>	<i>2 – 2,3</i>	<i>6,6 – 6,9</i>
$\gamma_d(kN/m^3)$	17,70	16,60	17,15	17,50
<i>W(%)</i>	18,90	23,45	20,25	20,50
$\gamma_h(kN/m^3)$	21,04	20,50	20,62	21,08
<i>S<sub>r</sub>(%)</i>	100	100	100	100
<i>e</i>	0,49	0,59	0,54	0,51
<i>C<sub>uu</sub>(kPa)</i>	120	-	100	-
$\varphi_{uu}$ ( $^{\circ}$ )	10	-	15	-

#### VI.4. Etude d'homogénéité des caractéristiques physiques et mécaniques

- Si :  $V = \frac{\lambda}{\bar{x}} \leq 10\%$  on prend la moyenne des caractéristiques des différents échantillons.
- Si :  $V = \frac{\lambda}{\bar{x}} > 10\%$  on prend le minimum des caractéristiques des différents échantillons.

Avec :

$$\lambda: \text{L'écart type } \left( \lambda = \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{(x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \right)$$

$$\bar{x} : \text{La moyenne } \left( \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i)}{n} \right)$$

$V$  : Coefficient des différentes caractéristiques.

On trouve les résultats suivants :

Tableau VI.9.: Etude d'homogénéité des caractéristiques du sol

Caractéristiques	$\bar{x}$	$\lambda$	V (%)	Test	Valeur prise en considération
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	17,23	0,482	2,79	<10%	17,23
W (%)	20,77	1,916	9,22	<10%	20,77
$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,81	0,293	1,41	<10%	20,81
$e$	0,53	0,043	8,22	<10%	0,53
$C_{uu}$ (kPa)	110	14,14	12,85	>10%	100
$\varphi_{uu}$ (°)	12,5	3,53	28,24	>10%	10

### VI.5. Synthèse du sol

Le sol du terrain étudié se compose de deux couches :

- La première couche : formée d'une alternance d'horizons composés de gravier, sable peu argileux et argile limoneuse peu graveleuse, d'une épaisseur moyenne de 7,00 m ;
- La deuxième couche : constituée d'argile beige.

Le sol est saturé, la nappe d'eau en surface ( $S_r=100\%$ ).

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol homogène sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 : Caractéristiques physiques et mécaniques du sol homogène

$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	W(%)	$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	$e$	$C_{uu}$ (kPa)	$\varphi_{uu}$ (°)	$\sigma_c$ (kPa)	$C_c$	$C_g$
17,23	20,77	20,81	0,53	100	10	255	12,53	2,45

### VI.6. Capacité portante

La capacité portante admissible du sol peut être déterminée de deux manières :

- 1- Soit à partir des essais in situ
- 2- Soit à partir des essais mécaniques réalisés au laboratoire.

#### I- A partir des essais in situ (pénétromètre dynamiques lourd) :

Il est important de noter que les méthodes de calcul de la capacité portante basées sur l'essai de pénétration dynamique sont essentiellement empiriques ; ceci provient du fait qu'au stade actuel des recherches, il n'existe pas d'interprétation théorique du comportement dynamique du sol avoisinant la pointe du pénétromètre. Ceci n'enlève en rien au pénétromètre dynamique sa valeur pratique ; il est d'ailleurs utilisé largement en mécanique des sols.

La portance du sol  $q_{adm}$  est calculée par la formule empirique :

$$q_{adm} = \frac{R_p}{F}$$

Avec :

$R_p$ : La résistance dynamique en pointe.

$F$  : Coefficient de sécurité.

Pour estimer la valeur de la résistance en pointe équivalente  $R_{pe}$ , nous avons adopté une approche qui fait intervenir la géométrie de la fondation. Elle consiste à calculer la résistance en pointe  $R_p$  équivalente, en prenant la moyenne des valeurs de  $R_p$  sur une épaisseur de  $3B/2$  sous le niveau de fondation ( $B$  étant la largeur de la fondation) à partir de la base de la fondation  $D$  ( $D$  étant l'ancrage de la fondation pris égal à 4,5m).

Nous avons fait le calcul par cette approche en prenant le diagramme SP4 qui a donné les valeurs les plus faibles. La valeur de la résistance en pointe par cette approche est  $R_p$  équivalente = 41 bars

$$\text{On a : } \begin{cases} Rp = 41bars \\ F = 20 \end{cases}$$

$$q_{adm} = \frac{41}{20} = 2,05bars$$

### 2- A partir des essais de laboratoire :

Le calcul de la capacité portante du sol à partir des caractéristiques mécaniques  $C$  et  $\phi$  du sol est basé, contrairement au calcul par les essais au P.D.L., sur une approche théorique. Néanmoins, ce calcul propose plusieurs formules dépendant de plusieurs paramètres, entres autres de la forme de la fondation (rectangulaire ou circulaire), de son ancrage et du type de comportement à court ou à long terme du sol.

Pour notre cas, nous avons calculé la capacité portante du sol en considérant :

-Un comportement à court terme  $\phi_{uu} = 0$  (c'est le cas le plus défavorable généralement)

**1<sup>ère</sup> variante :** (semelle carrée) la pression admissible sous une semelle isolée  $\left(\frac{L}{B} \leq 5\right)$  est

$$\text{donnée par la formule suivante : } q_{adm} = \gamma_{sat} D + \frac{5,14 \times C_u \left(1 + 0,3 \frac{B}{L}\right)}{3} \quad [10]$$

$$\begin{cases} C_u = 100kPa \\ \gamma_{sat} = 20,81kN/m^3 \\ D = 4,5m \end{cases}$$

$$q_{adm} = 20,81 \times 4,5 + \frac{5,14 \times 100(1 + 0,3)}{3}$$

$$q_{adm} = 3,16bars$$

**2<sup>ème</sup> variante :** (semelle filante) la pression admissible sous une semelle continue  $\left(\frac{L}{B} > 5\right)$  est

$$\text{donnée par la formule suivante : } q_{adm} = \gamma_{sat} D + \frac{5,14 \times C_u}{3} \quad [10]$$

$$q_{adm} = 20,81 \times 4,5 + \frac{5,14 \times 100}{3}$$

$$q_{adm} = 2,65bars$$

**3<sup>ème</sup> variante :** (radier général)

$$q_{adm} = \gamma_{sat} D + \frac{5,14 \times C_u \left(1 + 0,3 \frac{B}{L}\right)}{3} \quad [10]$$

$$\begin{cases} B = 29,5m \\ L = 34,30m \end{cases}$$

$$q_{adm} = 20,81 \times 4,5 + \frac{5,14 \times 100 \left(1 + 0,3 \frac{29,5}{34,30}\right)}{3}$$

$$q_{adm} = 3,03bars$$

**Conclusion :** A l'issu de la présente étude du sol du site, qui a contenu une investigation in-situ et au laboratoire, nous pouvons conclure les points suivants :

- la capacité portante à 4,50 m de profondeur du sol à prendre en compte dans le calcul des fondations des ouvrages est :  **$q_{adm} = 2,00 \text{ bars}$**
- bien que nos essais de compressibilité ont montré que le sol du site est moyennement compressible, il est nécessaire de vérifier, dans le calcul de génie civil, que les tassements du sol sont admissibles.

### **VII.1 Introduction**

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent une partie essentielle de l'ouvrage.

### **VII.2 Fonctions assurée par les fondations**

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, dû à l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

### **VII.3 Classification des fondations**

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes ou radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits ou pieux).

### **VII.4 Choix de type de fondation**

Le choix de type de fondation se fait suivent 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.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible =2,00 bars)

Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

### **VII.5 Calcul des fondations**

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

avec

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol  $\sigma_{sol}=2,00$  bar .

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S: Surface de la fondation.

$N=N1$  (de la superstructure) + $N2$  (sous-sol)

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés le tableau suivant :

Tableau.VII.1. Effort normal appliqué sur les fondations

Poteaux	N <sub>1</sub> (superstructure)(kN)	N <sub>2</sub> (Sous sol)(kN)	N(kN)
A3	543,80	34,22	578,02
A5	588,45	60,44	648,89
A11	598,64	40,01	638,65
B3	931,57	50,98	982,55
B5	1404,46	227,43	1631,89
B11	961,93	71,41	1033,34
C1	610,32	32,26	642,58
C2	854,53	41,54	896,07
C3	1006,09	63,52	1069,61
C5	921,10	167,57	1088,67
C7	222,38	13,14	235,52
C9	211,03	11,23	222,26
C11	453,24	39,11	492,35
D1	785,38	49,28	835,08
D2	1094,03	151,62	1245,65
D3	1184,20	162,64	1346,84
D5	1021,24	150	1171,24
D9	667,15	37,57	704,72
E13	1006,37	45,16	1051,53
E14	1071,39	69,18	1140,57
E15	524,79	39,86	564,65
F12	1333,45	75,26	1408,71
F7	1405,32	47,06	1405,32
J1	481,928	35,70	517,63
J2	698,92	46,62	745,54
J3	836,26	45,62	881,88
J4	1013,25	63,81	1077,06
K6	1030,99	63,03	1093,28
K12	1340,89	159,73	1500,62
K13	1485,16	192,08	1677,24
K14	1532,94	288,5	1821,44
K15	903,96	62,47	966,43
M6	875,26	45,97	921,23
M12	1275,23	165,8	1441,03
M13	1104,69	62,08	1166,77
M14	1121,06	49,64	1170,7
M15	696,36	34,93	731,29
N6	744,24	48,21	792,45
N12	1075,34	153,37	1228,71
N13	781,29	41,31	822,6
O6	521,34	35,46	556,8
O12	551,20	47,66	598,86

## VII.6 Choix de type de semelle

### VII.6.1 Semelles isolées

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés :  $a=b$  donc  $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par :  $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$  d'où  $S = \left[ \frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec:  $A = \sqrt{S}$  ;  $\sigma_{sol}=2.00$  bars

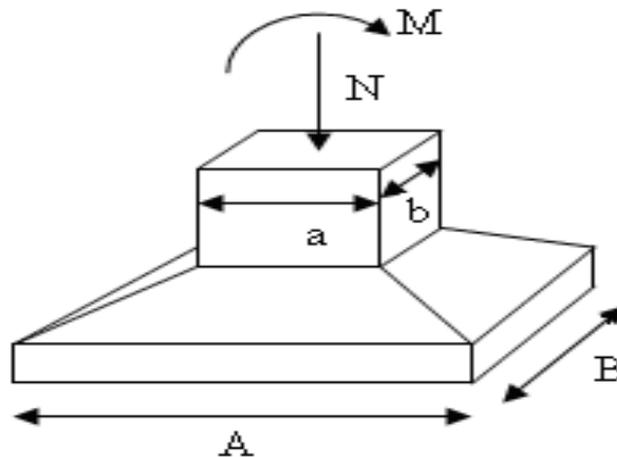


Fig VII.1. Dimensions de la semelle isolée

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 : Sections des semelles isolées

Poteaux	N(kN)	S(m <sup>2</sup> )	A(m)	A choisie(m)
A3	578,02	2,89	1,78	1,90
A5	648,89	3,24	1,80	1,90
A11	638,65	3,19	1,78	1,90
B3	982,55	4,91	2,21	2,30
B5	1631,89	8,15	2,85	2,90
B11	1033,34	5,16	2,27	2,40
C1	642,58	3,21	1,79	1,90
C2	896,07	4,48	2,11	2,20
C3	1069,61	5,34	2,31	2,40
C5	1088,67	5,44	2,33	2,40
C7	235,82	1,17	1,08	1,20
C9	222,26	1,11	1,05	1,20
C11	492,35	2,46	1,56	1,70
D1	835,08	4,18	2,04	2,20
D2	1245,65	6,23	2,50	2,50
D3	1346,84	6,73	2,59	2,70
D5	1171,24	5,86	2,41	2,50
D9	704,72	3,52	1,87	2
E13	1051,53	5,25	2,29	2,40
E14	1140,57	5,70	2,38	2,50
E15	564,65	2,82	1,68	1,70
F7	1408,71	7,04	2,65	2,8
F12	1452,38	7,26	2,69	2,8
J1	517,63	2,5	1,61	1,70
J2	745,54	3,73	1,93	2
J3	881,88	4,41	2,09	2,20
J4	1077,06	5,39	2,33	2,50
K6	1030,99	5,46	2,34	2,50
K12	1500,62	7,50	2,73	2,80
K13	1677,24	8,39	2,89	3
K14	1821,44	9,11	3,02	3,20
K15	966,43	4,83	2,19	2,30
M6	921,23	4,61	2,14	2,20
M12	1441,03	7,21	2,68	2,80
M13	1166,77	5,83	2,41	2,50
M14	1170,7	5,85	2,41	2,50
M15	731,29	3,66	1,91	2
N6	792,45	3,96	1,99	2
N12	1228,71	6,14	2,47	2,60
N13	822,6	4,11	2,02	2,20
O6	556,8	2,78	1,66	1,80
O12	598,86	2,99	1,73	1,90

### Vérification de l'interférence entre deux semelles

Il faut vérifier que :  $L_{\min} \geq 1,50 \times A$

Tel que :  $L_{\min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

A: Largeur maximum de la semelle ( $A=3,02$  m).

On a  $L_{\min}=2,31 < 1,50 \times A=4,53$ ..... non vérifié

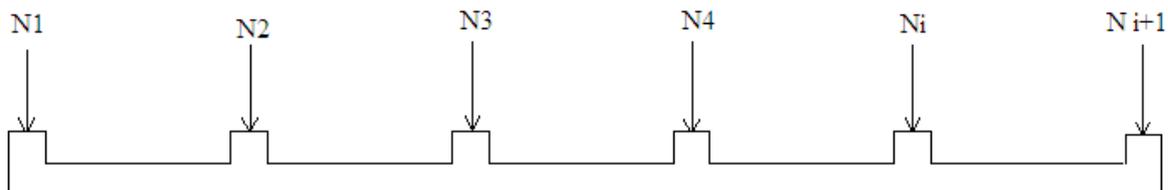
### Conclusion:

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

### VII.6.2 Semelles filantes

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.



**Fig VII.2. Semelle filante.**

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que:  $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$  de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit:

**Tableau VII.3 : Sections des semelles filantes**

<i>Files</i>	<i>N (kN)</i>	<i>S (m<sup>2</sup>)</i>	<i>L(m)</i>	<i>B(m)</i>	<i>B<sup>choisie</sup>(m)</i>
<i>A</i>	1865,56	9,32	8,86	1,05	1,20
<i>B</i>	3647,78	18,22	8,86	2,05	2,20
<i>C</i>	4645,54	22,23	14,77	1,65	1,80
<i>D</i>	5303,53	26,52	13,47	2	2
<i>E</i>	2756,75	13,77	9,25	1,49	1,60
<i>F</i>	2861,09	14,30	4,23	3,38	3,50
<i>J</i>	3222,11	16,12	8,43	1,91	2
<i>K</i>	6996,72	34,98	17,98	1,95	2
<i>M</i>	5431,02	27,16	17,98	1,51	1,70
<i>N</i>	2843,76	14,21	8,73	1,62	1,80
<i>O</i>	1155,66	5,77	8,73	0,7	1

**Vérification :**

Il faut vérifier que :  $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{203,43}{401,53} = 51\% > 50\%$$

202,43

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

### VII.6.3 Radier général

#### VII.6.3.1 Introduction

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

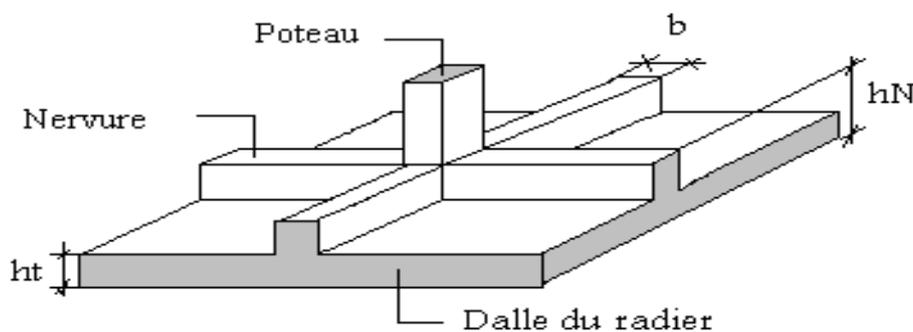


Fig VII.3. Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

#### VII.6.3.2 Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que:  $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 40729,52kN \\ \sigma_{sol} = 2,00bars \end{cases}$$

On trouve:  $S \geq 203,64 \text{ m}^2$  donc  $S \text{ nécessaire} = 203,64 \text{ m}^2 < S_b = 401,56 \text{ m}^2$

Donc la surface totale du radier est de  $401,56 \text{ m}^2$

$S_b$  : La surface du bâtiment avec un débord de  $0,5 \text{ m}^2$

#### VII.6.3.3 Pré dimensionnement de radier :

##### 1. Dalle:

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

**a. Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec:

$L_{\max}$ : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5,28\text{m} \Rightarrow 21,12\text{cm} \leq h_1 \leq 26,4\text{cm} \rightarrow h_1 = 25\text{cm}$$

**b. Condition de cisaillement [1]:**

On doit vérifier que:  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1\text{ml}}{S_{rad}}$$

$$N_u = 68650,014 \text{ kN}$$

$$L = 5,28\text{m} ; b = 1\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 20,05\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_2 \geq 20,05\text{cm}$$

**Conclusion:**  $h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 25\text{cm}$

Pour des raisons constructives on adopte  $h = 40\text{cm}$

**2. Nervures:****a. Condition de coffrage:**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} \text{ donc on opte } b = 60\text{cm}$$

**b. La hauteur de nervure:****b.1 Condition de la flèche:**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche:

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\text{On a : } L_{\max} = 5,28\text{ m} \Rightarrow 35,2\text{cm} < h_{n3} < 52,8\text{cm}$$

On prend:  $h_{n1} = 50\text{cm}$

### b.2 Condition de la raideur:

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique.

L'expression de la longueur élastique est donnée par:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

Avec:

I: Inertie de la section transversale du radier  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne  $E=20000\text{MPa}$ ).

b=1: Largeur de la semelle par bande d'un mètre ( $b=1\text{m}$ ).

K: Coefficient de raideur du sol ( $0,5\text{kg/m}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$ ).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

$K=0,5[\text{kg/cm}^3]$  → pour un très mauvais sol.

$K=4 [\text{kg/cm}^3]$  → pour un sol de densité moyenne.

$K=12[\text{kg/cm}^3]$  → pour un très bon sol.

Pour un sol de densité moyenne on a  $K=4\text{Kg/cm}^3$

Si les charges sont transmises à la poutre (ici nervure ou dalle du radier), par l'intermédiaire des poteaux de largeur "a" non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur totale de la semelle égale à :

$$\frac{\pi}{2} L_e + a$$

- Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcule, alors, comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.

- Si l'entre axe des poteaux est supérieur à  $\frac{\pi}{2} L_e + a$  le calcul devra être effectué conformément

à la théorie de la poutre sur sol élastique.

Application numérique:

On veut que:  $\frac{\pi}{2} L_e + a \geq l$  entre axe or:

$a = 50$  cm (largeur du poteau),  $l$  entre axe = 5.28

$$\Rightarrow L_e = 3.36 \text{ m}$$

A partir de la formule (2) on calcule la valeur de h:

$$\text{On aura: } h_{n2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K(L_e)^4}{E}} \Rightarrow h_{n2} \geq 91.5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_{n2} = 100 \text{ cm}$$

$$H \geq \text{Max} ( h_1; h_2 ) = 100 \text{ cm}$$

On prend:  $h=100$  cm

**Le choix final :**

- Epaisseur de la dalle du radier  $h=40$  cm
- Les dimensions de la nervure:  $\begin{cases} h_N = 100 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \end{cases}$

#### VII.6.3.4 Caractéristiques géométriques du radier :

**a. Position du centre de gravité :**

$$\begin{cases} X_G = 15,19 \\ Y_G = 13,50 \text{ m} \end{cases}$$

**b. Moments d'inertie :**

$$\begin{cases} I_{xx} = 91780,38 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 110990,72 \text{ m}^4 \end{cases}$$

### VII.6.3.5 Vérifications Nécessaires

#### VII.6.3.5.1 Vérification de la Stabilité du Radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport  $\frac{M_s}{M_R}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5  $\left( \frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec:

$M_s$ : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

$M_R$ : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Avec:

$V_0$  : L'effort tranchant à la base de la structure.

$h$  : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

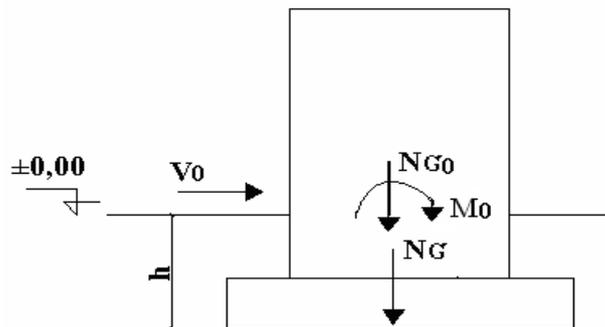


Figure.VII.4. Schéma statique du bâtiment

Sens x-x:

$$M_0 = 102597,18 \text{ kNm} ; V_0 = 7494 \text{ kN} ; h = 4,55 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R = 136694,7 \text{ kNm}$$

$$NG = NG_0 + NG_1 + NG_2$$

Avec:

$NG_0$ : Poids propre de la superstructure.

$NG_1$ : Poids propre de l'infrastructure.

$NG_2$ : Poids propre du radier.

On a:  $NG_0 + NG_1 = 40792,52 \text{ kN}$

$NG_2 = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 401,56 \times 0,4 = 5019,5 \text{ kN}$

Donc:  $NG = 45749,02 \text{ kN}$

$M_s = NG \cdot XG = 694927,61 \text{ kNm}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 5,08 > 1,5 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

### Sens y-y

$M_0 = 109354,187 \text{ kNm}$  ;  $V_0 = 7579,16 \text{ kN}$  ;  $h = 4,55 \text{ m}$

Donc:  $M_R = 143839,36 \text{ kNm}$

$M_s = NG \cdot YG = 617611,77 \text{ kNm}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 12,68 > 1,5 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

### Conclusion

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens.

### VII.2.3.6. Verification des contraintes dans le sol

On doit vérifier la contrainte du sol

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rod}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{45749,02}{401,56} = 1,13 \text{ bar} < 2,0 \text{ bar} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1$  ;  $\sigma_2$ )

Avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que:

$\sigma_1$ : Ne doit pas dépasser  $1,5\sigma_{sol}$

$\sigma_2$ : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

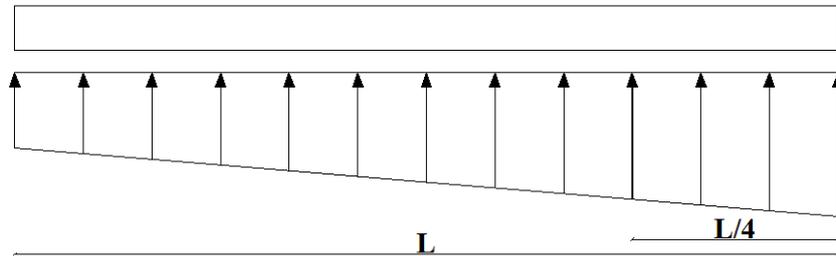


Fig VII.5. Contraintes sous le radier

**ELU:**

$$N_u = 73669,514 \text{ KN}$$

$$M_x = 136694,7 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 143839,36 \text{ kN.m}$$

$$S_r = 401,56 \text{ m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VII.4: Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	206,07	160,82	194,76
<b>Sens y-y</b>	200,95	165,95	192,2
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **ELS:**

$$N_{ser} = 45749,02 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}$$

Tableau VII.5 : Contraintes sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	136,54	91,29	125,22
<b>Sens y-y</b>	131,40	96,43	122,65
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

### c. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

#### ELU

$$\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 194,76 \text{ kN/m}^2$$

#### ELS

$$\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 125,22 \text{ kN/m}^2$$

### VII.6.3.6 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable

#### a. Ferrailage de la dalle du radier :

- **Valeur de la pression sous radier :**

- **ELU**  $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 194,76 \text{ kN/m}$

- **ELS**  $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 125,22 \text{ kN/m}$

### a.1 Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

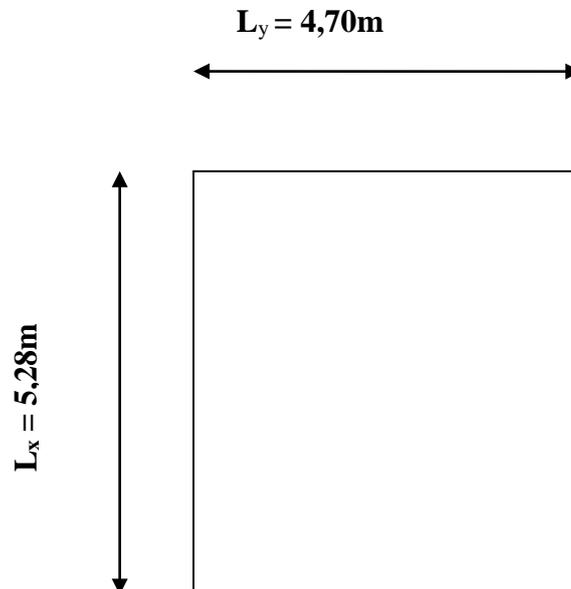


Fig VII.6. Panneau de la dalle du radier

### a.2 Calcul des moments

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont en fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et de  $\nu$ .

$\nu$ : Coefficient de poisson  $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires [1]

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,7438 \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire [1].

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 204,78 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 152,25 \text{ kNm}$$

**A. Moments en travées**

$$M_{tx}=0,85M_x=174,036kNm$$

$$M_{ty}=0,85M_y=129,41kNm$$

**B. Moments sur appuis**

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=102,39kNm$$

**C. Ferrailage de la dalle**

b =100cm ; h=40cm ; d=36cm ;  $f_c=400\text{MPa}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=348\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.6 : Ferrailage des panneaux du radier**

	Sens	M <sub>u</sub> (kN.m)	μ	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	x-x	174,036	0,094	0	0,123	34,09	14,67	10T14	15,39	10
	y-y	129,41	0,07	0	0,09	34,70	10,91	10T12	11,31	10
<b>Appuis</b>	x-x	102,39	0,055	0	0,070	34,99	8,40	10T12	11,31	10
	y-y									

**c.3 Vérifications nécessaires :****- Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34\text{cm}^2 < 15,39\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

**- Vérification des contraintes à l'ELS :**

**Tableau VII.7 : Vérification des contraintes**

	Sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
<b>Trav</b>	x-x	128,36	15,39	6,82	15	265,4	201.63	NON
	y-y	105,45	11,31	6,31	15	293,5	201.63	NON
<b>App</b>	x-x	75,51	11,31	4,66	15	210	201.63	NON
	y-y							

**Remarque :**

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

**Tableau VII.8 : Vérification des contraintes (correction)**

	Sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	Choix	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
<b>Trav</b>	x-x	128,36	10T20	31,42	10	4,73	15	133,3	201,63	Oui
	y-y	105,45	10T16	20,11	10	4,9	15	168,5	201,63	Oui
<b>App</b>	x-x	75,51	10T14	15,39	10	4,01	15	156,1	201,63	Oui
	y-y									

**Espacement**

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(180\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 10\text{cm} < 33\text{cm} \quad \text{OK}$$

**Remarque**

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES donc on prévoit :

4 chaises de T12 / m<sup>2</sup>

**- Vérification de la contrainte tangentielle du béton [1] :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{194,76 \times 5,28}{2} = 514,16\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{514,16 \cdot 10^3}{1000 \times 360} = 1,31\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

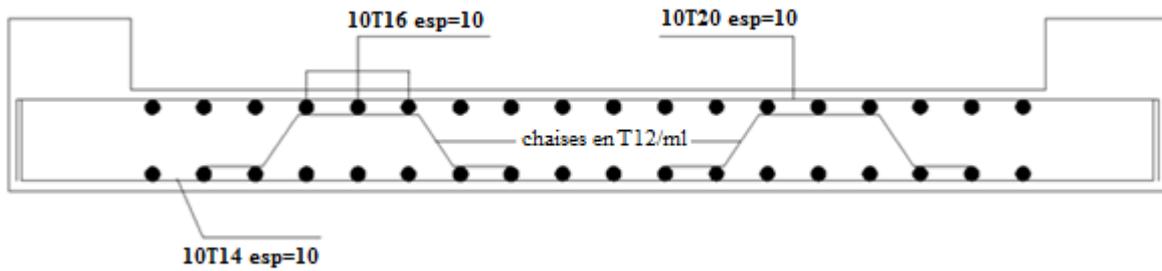


Figure VII.7: Schéma de ferrailage du radier

### b. Ferrailage des nervures [1] :

#### b.1 Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,50M_0$$

#### b.2 Calcul des armatures :

$$b=60 \text{ cm ; } h= 100 \text{ cm ; } d=90 \text{ cm}$$

- **Sens porteur :**  $L=5,28\text{m ; } q=194,76\text{kN/ml}$

Tableau VII.9 : Ferrailage des nervures (sens porteur)

	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	576,89	0.083	0.102	86,33	19.20	10T16	20.11
<b>Appuis</b>	339,34	0.049	0.062	87,77	11.10	10T14	15.39

- **Sens non porteur :**  $L=4,70\text{m ; } q=194,76\text{kN/ml}$

Tableau VII.10 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)

	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	457,11	0.066	0.082	87,04	15,09	10T14	15,39
<b>Appuis</b>	268,89	0.039	0.049	88,23	8,75	10T12	11,31

**b.3 Vérifications nécessaires :**

**1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34cm^2 < 15,39cm^2$$

Donc la condition est vérifiée.

**C. Vérification des contraintes à l'ELS :**

**Tableau VII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS**

Sens	Position	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Porteur	Travée	370,91	20,11	4,52	15	209,7	201,6	NON
	Appuis	218,18	15,39	3,05	15	160,3	201,6	Oui
Non porteur	Travée	293,89	15,39	4,11	15	216	201,6	NON
	Appuis	172,88	11,31	2,82	15	171,8	201,6	Oui

**Remarque :**

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée en travée donc on augmente la section de l'acier.

**Tableau VII.12 : Vérification des contraintes à l'ELS (correction)**

Sens	Position	M <sub>ser</sub> (kN.m)	Choix	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Porteur	Travée	370,91	5T20+5T16	25,76	3,97	15	164,4	201,6	Oui
	Appuis	218,18	10T14	15,39	3,05	15	160,3	201,6	Oui
Non porteur	Travée	293,89	5T20+5T16	25,76	3,14	15	130,3	201,6	Oui
	Appuis	363,96	10T14	15,39	3,33	15	191,6	201,6	Oui

**D. Vérification de la contrainte tangentielle du béton [2] :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{194,76 \times 5,28}{2} = 514,16kN$$

$$\tau_u = \frac{514,16 \cdot 10^3}{600 \times 900} = 0,95MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**E. Armatures transversales :**

• **BAEL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,475\text{MPa}$$

• **RPA99 version 2003:**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

• \*  $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 24\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$

\*  $S_t \leq \frac{h}{2} = 50\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,4 \text{ cm}$$

$f_e=400\text{MPa}$  ;  $\tau_u=0,95 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$  ;  $b=60\text{cm}$  ;  $d=100\text{cm}$

On trouve :

$S_t=15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$   
 $S_t=30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

**Tableau VII.13 : choix des armatures transversales**

	Section	Zone	St(cm)	Φt (cm)	At calculée (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	At (cm <sup>2</sup> )
Nervures	60x100	Courante	30	10	2,13	5T8	2,51
		Nodale	15		1,06	5T8	2,51

**F. Armatures de peau :**

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm<sup>2</sup> /ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$h=100$  cm

$A_p = 3\text{cm}^2/\text{m} \times l = 3 \text{ cm}^2$

On choisie  $A_p = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$

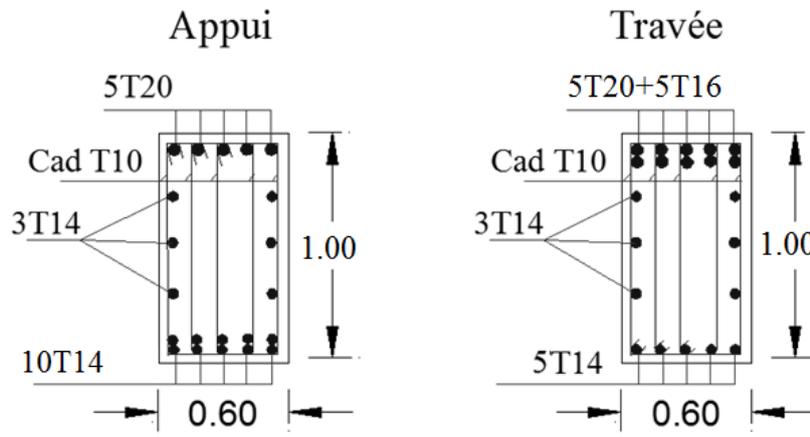


Fig VII.8. Schéma de ferrailage des nervures

**c. Ferrailage des débords :**

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L=0.50\text{m}$ , le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

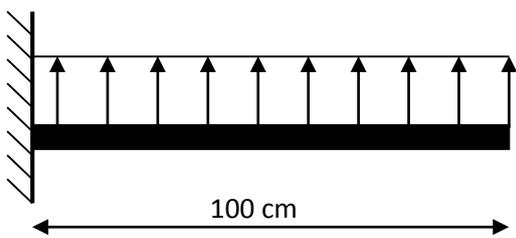


Fig VII.9. Schéma statique du débord.

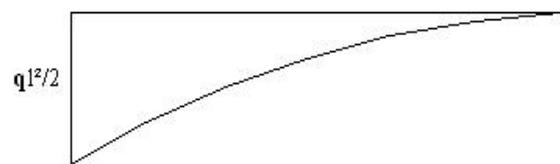


Fig VII.10. Diagramme des Moments.

**c.1. Calcul de ferrailage :**

$q_u = 194,76\text{kN/ml}$ ,  $b=100\text{cm}$ ,  $h=40$  cm ,  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ,  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 97,38 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,053$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,068$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 35,02 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 7,99 \text{ cm}^2$$

**. Condition de non fragilité:**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34 \text{ cm}^2 < 7,99 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

On adopte: 6T14=9,24cm

**c.2.Armature de répartition:**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,31 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 4,62 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T10=3,93 , S<sub>t</sub>=20cm

**c.3.Vérification des contraintes à l'ELS:**

$$q_{ser} = 125,22 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 62,61 \text{ kNm}$$

**Tableau VII.14 : Vérifications des contraintes du béton et d'acier.**

M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
62,61	9,24	4,26	15	211,6	201.63	NON

**Tableau VII.15 : Vérifications des contraintes du béton et d'acier(correction)**

M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
62,61	12,31	8T14	3,71	15	160,5	201.63	Oui

## VII.7 Voile périphérique :

### VII.7.1 Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

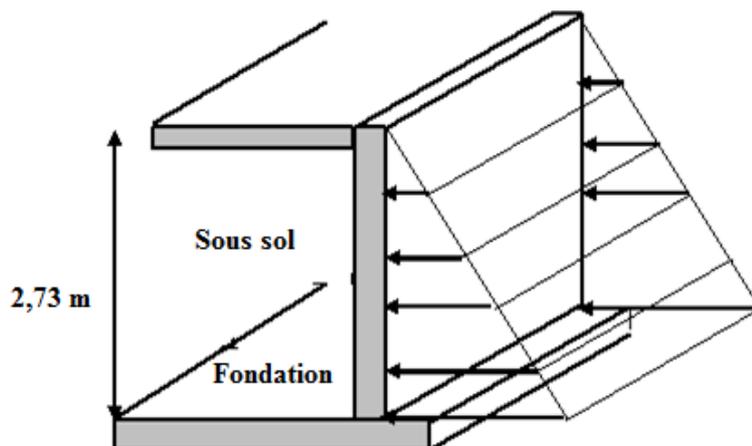


Fig VII.11. Evaluation des charges

### VII.7.2 Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du [2], qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
- Epaisseur  $e \geq 15\text{cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de  $0,1\%B$  dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de  $50\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

### VII.7.3 Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x=2,7\text{m}$  ;  $L_y=4,78\text{m}$  ;  $e =20\text{ cm}$ .

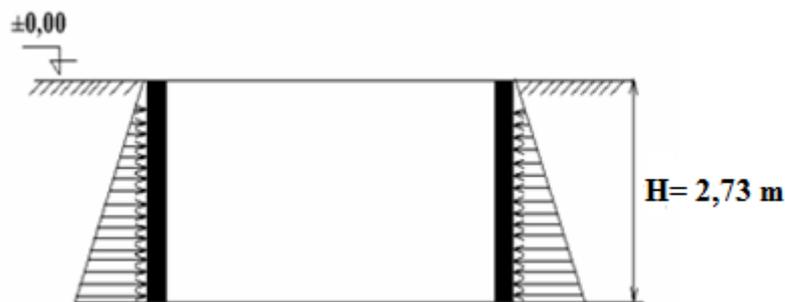


Figure VII.12. Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est donnée par:

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

$\gamma$  : Poids spécifique des terres ( $\gamma = 21\text{ KN/m}^3$ ).

$h$  : Hauteur du voile.

A: coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\phi = 10,00^\circ \Rightarrow A = f(\phi) = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,704$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 39,91\text{ kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 53,88\text{ kN/ml}$$

### VII.7.4 Effort dans le voile périphérique [1]:

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont en fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et de  $v$ .

$v$ : Coefficient de poisson  $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

$1 > \frac{L_x}{L_y} = 0,53 > 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,029 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire .

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 35,11 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 8,77 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées**  
 $M_{tx} = 0,85 M_x = 29,84 \text{ kNm}$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 7,45 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis :**  
 $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 14,92 \text{ kN.m}$

### VII.7.5 Ferrailage du voile périphérique :

$b=100\text{cm}$  ;  $h=20\text{cm}$  ;  $d=0,9h=18\text{cm}$  ;  $f_c=400\text{MPa}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=348\text{MPa}$  ;  
 $F_{bc}=14,17\text{MPa}$  (organigramme I voir annexe)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.16 : Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M <sub>u</sub> (kNm)	μ	α	Z(cm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
Travée	x-x	29,84	0.064	0.086	17.40	4.92	2x6T12	2×6,79	16
	y-y	7,45	0.016	0.021	17.86	1.19	2x6T10	2×4,71	16
Appuis	x-x	14,92	0.040	0.050	17.71	2.42	2x6T10	2×4,71	16
	y-y								

**VII.7.6 Condition exigée par [2]:**

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**VII.7.7 Condition de non fragilité :**

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm.

On a :  $12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$

$h=e=20 \text{ cm} ; b=100 \text{ cm}.$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[ 3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$  pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left( 3 - \frac{2,70}{4,7} \right) \frac{100.18}{2} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 18 = 1,44 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$\begin{cases} A_x = 6,79 \text{ cm}^2 \succ A_x^{\min} = 1,74 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,71 \text{ cm}^2 \succ A_y^{\min} = 1,44 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\begin{cases} A_x = 4,71 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,74 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,71 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,44 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

### VII.7.8 Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 68,30 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 48,49 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 68,30 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{146,43 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,37 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

### VI.7.9 Vérification à L'ELxS :

**a. Evaluation des sollicitations à l'ELS:**

$$Q_{ser} = Q = 39,9 \text{ kN/m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,56 > 0,4$$

$$\mu_x = 0,0923$$

$$\mu_y = 0,4254$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 26,84 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 11,42 \text{ kNm}$$

**Moment en travées**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 22,81 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 7,45 \text{ kNm}$$

**Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 13,42 \text{ kN.m}$$

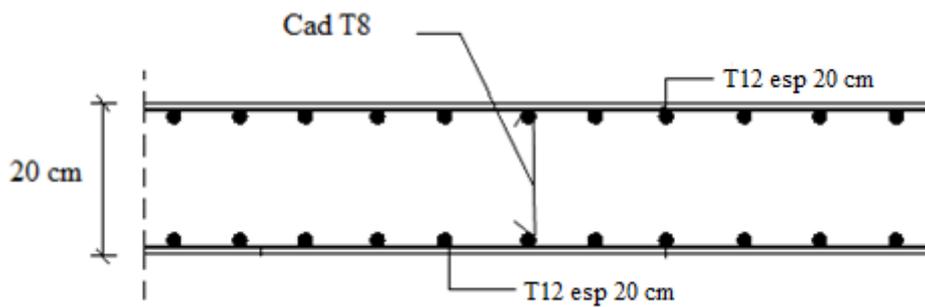
Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

**Tableau VII.17 : Vérifications des contraintes.**

	Sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
Travée	x-x	22,81	6,79	4,79	15	OK
	y-y	7,85	4,71	2,03	15	OK
Appuis	x-x	13,42	4,71	3,47	15	OK
	y-y					



**Fig VII.13.Ferraillage du Voile Périphérique**

## **Conclusion**

Nous avons étudié un bâtiment en R+9+sous sol, les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumés dans les points suivants :

- le prédimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de l'analyse.
- la partie dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires (**RPA99 VERSION 2003, C.B.A 93 et BAEL 91 modifiée 99**).
- Pour le contreventement et la disposition des voiles, on a constaté que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile à placer dans une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.
- Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception le calcul de la structure.
- Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges prévenantes de la structure.
- L'utilisation des méthodes numériques tel que le logiciel SAP2000, SOCOTEC et le programme EXCEL permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, néanmoins, pour le SAP2000, la fiabilité de leur résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

Notre étude nous a beaucoup permis d'enrichir notre bagage scientifique et nos connaissances essentielles acquises durant notre cycle universitaire, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

***Références***

- [1] **Jean Pierre Mougín** - **BAEL 91modifié 99**, DTU associés - deuxième Edition Eyrolles 2000.
- [2] Règle parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- [3] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A 93**
- [4] Charge permanentes et charge d'exploitation (Document technique réglementaire **DTR B.C.2.2**)
- [5] **Victor Davidovici** - Formulaire du Béton Armé: Volume 1; 'Eléments de Calcul' - Moniteur 1996.
- [6] **Henry Thonier** - Conception et calcul des structures de bâtiment (tome1 ; tome2 ; tome3) - 1996.
- [7] **Victor Davidovici** - La construction en zone sismique - Moniteur 1999.
- [8] **Victor Davidovici** - Formulaire du Béton Armé: Volume 2; 'Constructions' - Moniteur 1995.
- [9] **José Ouin** - Béton Armé aux Etats Limites Selon l'Additif du BAEL91.
- [10] **KHEGAR et DAHACHE** - Mémoire de PFE intitulé Etude d'un bâtiment en R+15+2SS - 2013.

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre I : Généralités

Figure.I.1. vue en plan du bâtiment.....	2
Figure.I.2. Vue en élévation du bâtiment.....	2
Figure.I.3. Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.....	6
Figure.I.4. Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.....	6
Figure.I.5. Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU .....	7

## Chapitre II : Prédimensionnement

Figure II.1 : Coupe d'un plancher à corps creux .....	9
Figure II.2 : Dimensions d'une poutrelle .....	10
Figure II.3 : Dimensions adoptées des poutrelles .....	11
Figure II.4 : Coupe d'un plancher à dalle pleine .....	11
Figure II.5 : coupe verticale du plancher terrasse (corps creux).....	14
Figure II.6 : Coupe verticale du Plancher terrasse (accessible).....	14
Figure II.7 : coupe verticale du plancher étage courant .....	15
Figure II.8 : Coupe verticale du Dalle pleine.....	16
Figure II.9 : Détail des constituants d'un mur extérieur .....	16
Figure II.10 : Détail des constituants d'un mur intérieur .....	17
Figure II.11 : Dimensions de l'acrotère.....	18
Figure II.12 : Section réduite du poteau.....	20
Figure II.13 : Poteau central le plus sollicité.....	22
Figure II.14 : Coupes de voile.....	33

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Schéma représentatif de l'acrotère .....	35
Figure III.2 : Sollicitations de l'acrotère .....	36
Figure III.3. : Diagramme des contraintes de section partiellement comprimée.....	39
Figure III.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère (coupe verticale).....	41
Figure III.5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère (coupe horizontale).....	42
Figure III.6 : Coup du plancher en corps creux .....	42
Figure III.7 : Schéma statique de la poutrelle à deux travées .....	47
Figure III.8 : Diagrammes des moments (kN.m).....	50
Figure III.9 : Diagrammes des Effort tranchant (kN).....	51
Figure III.10 : Schéma statique de la poutrelle à quatre travées .....	51
Figure III.11 : Disposition constructive des armatures des poutrelles .....	58
Figure III.12 : Disposition constructive des armatures de la table de compression .....	59
Figure III.13 : Disposition constructive des armatures de la dalle pleine .....	64
Figure III.14 : Dimensions de l'escalier .....	65
Figure III.15 : vue en plan et coupe verticale d'escalier .....	66
Figure III.16 : Dimensions de l'escalier .....	66
Figure III.17 : Schema statique d'escalier des etages courant .....	68
Figure III.18 : Diagramme du moment à l'ELU .....	68
Figure III.19 : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU .....	69
Figure III.20 : Diagramme du moment à l'ELS .....	69

<b>Figure III.21</b> : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS .....	69
<b>Figure III.22</b> : Schéma de Ferrailage de l'escalier .....	72
<b>Figure III.23</b> : Schéma statique de la poutre palière .....	73
<b>Figure.III.24</b> : Schéma de Ferrailage de la poutre palière (30x35).....	76

#### **Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique**

<b>Figure IV.1</b> : Spectre de réponse.....	80
<b>Figure IV.2</b> : Vue en plan du 1 <sup>er</sup> modèle.....	84
<b>Figure IV.3</b> : Vue en plan du 3 <sup>ème</sup> modèle(Modèle finale) .....	87
<b>Figure IV.4</b> : mode 1 translation suivant x.....	88
<b>Figure IV.5</b> : mode 2 translation suivant y.....	88
<b>Figure IV.6</b> : Mode de Torsion .....	89
<b>Figure IV.7</b> : Evaluation des effets du second ordre.....	91

#### **Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants**

<b>Figure V.1</b> : Schéma de Ferrailage des poteaux .....	106
<b>Figure V.2</b> : Arrêt des barres .....	116
<b>Figure V.3</b> : Schéma de Ferrailage des poutres porteuses (étage courant).....	117
<b>Figure V.4</b> : Schéma de Ferrailage des poutres porteuses (terrasse).....	117
<b>Figure V.5</b> : Schéma de Ferrailage des poutres non porteuses (étage courant).....	117
<b>Figure V.6</b> : Schéma de Ferrailage des poutres non porteuses (terrasse).....	118
<b>Figure V.7</b> : Disposition des voiles dans la structure .....	119
<b>Figure V.8</b> : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée .....	119
<b>Figure V.9</b> : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage .....	120
<b>Figure V.10</b> : Définition de l'élément mur .....	121
<b>Figure V.11</b> : Mur encastré.....	121
<b>Figure V.12</b> : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	126
<b>Figure V.13</b> : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	127
<b>Figure V.14</b> : Détail de ferrailage voile Vy3 au niveau RDC- 1 <sup>er</sup> étage.....	138
<b>Figure V.15</b> : Schéma de ferrailage du voile (Vy3).....	139

#### **Chapitre VII : Etude des fondations**

<b>Figure VII.1</b> : Dimensions de la semelle isolée .....	153
<b>Figure VII.2</b> : Semelle filante .....	155
<b>Figure VII.3</b> : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux .....	157
<b>Figure VII.4</b> : Schéma statique du bâtiment .....	161
<b>Figure VII.5</b> : Contraintes sous le radier .....	163
<b>Figure VII.6</b> : Panneau de la dalle du radier.....	165
<b>Figure VII.7</b> : Schéma de ferrailage du radier .....	168
<b>Figure VII.8</b> : Schéma de ferrailage des nervures .....	171
<b>Figure VII.9</b> : Schéma statique du débord.....	171
<b>Figure VII.10</b> : Diagramme des Moments.....	171
<b>Figure VII.11</b> : Evaluation des charges.....	173
<b>Figure VII.12</b> : Poussées des terres.....	174
<b>Figure VII.13</b> : Ferrailage du Voile Périphérique.....	178

## Liste des symboles

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- $A_s$  : Aire d'une section d'acier.
- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $B$  : Aire d'une section de béton.
- $\emptyset$  : Diamètre des armatures, mode propre.
- $\varphi$  : Angle de frottement.
- $C$  : Cohésion.
- $Q_{adm}$  : Capacité portante admissible.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $PC$  : Pression de consolidation.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.
- $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\tau$  : Contrainte tangentielle.
- $\beta$  : Coefficient de pondération.
- $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.
- $\sigma_m$  : Contrainte moyenne.
- $G$  : Charge permanente.
- $\xi$  : Déformation relative.
- $V_0$  : Effort tranchant a la base.
- E.L.U : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat limite service.
- $N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- $N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

- $T_u$  : Effort tranchant ultime.
- $T$  : Période.
- $S_t$  : Espacement.
- $\lambda$  : Elancement.
- $F$  : Force concentrée.
- $f$  : Flèche.
- $\bar{f}$  : Flèche admissible.
- $D$  : Fiche d'ancrage.
- $L$  : Longueur ou portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $I_p$  : Indice de plasticité.
- $I_c$  : Indice de consistance.
- $d$  : Hauteur utile.
- $F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.
- $M_u$  : Moment à l'état limite ultime.
- $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.
- $M_t$  : Moment en travée.
- $M_a$  : Moment sur appuis.
- $M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.
- $I$  : Moment d'inertie.
- $f_i$  : Flèche due aux charges instantanées.
- $f_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.
- $I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- $I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- $M$  : Moment, Masse.
- $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.
- $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à  $j$  jours d'âge.
- $K$  : Coefficient de raideur de sol.

- $\delta$  : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- $Y$  : Position de l'axe neutre.
- $A_g$  : Section transversale brute du voile ou trumeau.
- $I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène
- $\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
- $A_{cv}$  : section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme.
- $\Phi$ : Coefficient de sécurité.
- $\alpha_c$  : coefficient dependant de l'élancement du mur.
- $\rho_v$  : Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur.
- $\rho_h$  : Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur.
- $\rho_n$  : Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur.
- $h_w$  : Hauteur totale du voile.
- $l_w$  : Longueur du mur en plan.
- $\delta_u$ : déplacement du voile au sommet.
- $I_g$  : Moment d'inertie du voile.

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre I : Généralités

Tableau I.1. Tableau des contraintes à ELU.....	5
Tableau I.2. Tableau de coefficient en fonction de la durée d'application des actions .....	5

## Chapitre II : Prédimensionnement

Tableau II.1 : Dimensions des poutres (principales et secondaires).....	13
Tableau II.2. Chargement (permanent et d'exploitation) du plancher terrasse.....	14
Tableau II.3. Chargement (permanent et d'exploitation) du plancher terrasse.....	15
Tableau II.4. Chargement (permanent et d'exploitation) du plancher courant.....	15
Tableau II.5. Chargement (permanent et d'exploitation) a dalle pleine.....	16
Tableau II.6. Chargement (permanent) du mur extérieur.....	17
Tableau II.7. Chargement (permanent) du mur intérieur.....	17
Tableau II.8. Dégression des Surcharges d'exploitation.....	19
Tableau II.9 : Dégression des Surcharges d'exploitation.....	23
Tableau II.10 : Choix des sections des poteaux de centraux.....	30
Tableau II.11 : Choix des sections des poteaux de rive .....	30
Tableau II.12: Choix des sections des poteaux d'angle.....	31
Tableau II.13: Choix des sections des poteaux.....	31

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1. Moments sur appuis et en travée.....	50
Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des efforts internes .....	52
Tableau III.3 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée .....	53
Tableau III.4 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	53
Tableau III.5 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS .....	55
Tableau III.6 : Récapitulatif du calcul de la flèche .....	56
Tableau III.7 : Ferrailage de la dalle pleine .....	61
Tableau III.8 : Vérification des contraintes à l'ELS .....	63
Tableau III.9 : Récapitulatif du calcul de la flèche .....	64
Tableau III.10. Ferrailage de l'escalier.....	70
Tableau III.11 : Vérification à l'E.L.S .....	71
Tableau III.12 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	72
Tableau III.13 : Efforts Interne de la poutre palière .....	74
Tableau III.14 : Ferrailage de la poutre palière .....	74
Tableau III.15 : Vérification à l'E.L.S .....	76

## Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

Tableau IV.1 : Facteur de qualité.....	83
Tableau IV.2 : Période et facteurs de participation massique du modèle 1.....	85
Tableau IV.3 : Vérification des déplacements inter étages (modèle 1).....	87
Tableau IV.4 : Période et facteurs de participation massique du Modèle final .....	88
Tableau IV.5 : Vérification des déplacements inter étages (Modèle final).....	90

<b>Tableau IV.6</b> : Vérification de l'effort normal réduit du modèle final.....	90
<b>Tableau IV.7</b> : Calcul de $\theta_x$ et $\theta_y$ .....	92

## Chapitre V : Ferrailage des éléments résistant

<b>Tableau V.1.</b> Ferrailages des poteaux situation durable ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ).....	95
<b>Tableau V.2.</b> Ferrailages des poteaux situation durable ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ ).....	95
<b>Tableau V.3.</b> Ferrailages des poteaux situation durable ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ).....	95
<b>Tableau V.4.</b> Ferrailages des poteaux situation durable ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ).....	96
<b>Tableau V.5.</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ).....	96
<b>Tableau V.6.</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ ).....	96
<b>Tableau V.7.</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ).....	97
<b>Tableau V.8.</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ).....	97
<b>Tableau V.9.</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ).....	97
<b>Tableau V.10.</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ ).....	97
<b>Tableau V.11.</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ).....	98
<b>Tableau V.12.</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ).....	98
<b>Tableau V.13.</b> Choix des armatures des poteaux (poteaux carrées).....	98
<b>Tableau V.14.</b> Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N_{\text{ser}}, M^{\text{corr}}$ ).....	99
<b>Tableau V.15.</b> Vérification des contraintes pour les poteaux ( $M_{\text{ser}}, N^{\text{corr}}$ ).....	99
<b>Tableau V.16.</b> Vérification de la contrainte de cisaillement .....	100
<b>Tableau V.17.</b> Espacements maximaux selon RPA99.....	102
<b>Tableau V.18.</b> Choix des armatures transversales.....	103
<b>Tableau V.19.</b> Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure.....	105
<b>Tableau V.20.</b> Ferrailage des poutres porteuses (35x45).....	108
<b>Tableau V.21.</b> Ferrailage des poutres porteuses (35x45) .....	108
<b>Tableau V.22.</b> Ferrailage des poutres non porteuses (30x40) .....	108
<b>Tableau V.23.</b> Ferrailage des poutres non porteuses (30x40) .....	108
<b>Tableau V.24.</b> Choix des armatures pour les poutres.....	109
<b>Tableau V.25.</b> Vérification de la condition de non fragilité.....	109
<b>Tableau V.26.</b> Vérification des contraintes des poutres.....	110
<b>Tableau V.27.</b> Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres.....	110
<b>Tableau V.28.</b> Calcul des armatures transversales.....	111
<b>Tableau V.29.</b> Vérification de la section d'armatures pour les poutres.....	112
<b>Tableau V.30.</b> Vérification de la contrainte de compression de l'aire d'appui.....	113
<b>Tableau V.31.</b> Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	114
<b>Tableau .V.32.</b> Vérification de la flèche.....	116
<b>Tableau .V.33.</b> Valeurs de $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ .....	122
<b>Tableau V.34.</b> Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$ .....	123
<b>Tableau V.35.</b> Aciers verticaux et horizontaux.....	124
<b>Tableau V.36.</b> Aciers transversaux.....	124
<b>Tableau . V.37.</b> Aciers supplémentaires.....	126
<b>Tableau V.38.</b> Calcul de $\sigma_{ba}$ et $\sigma_{bna}$ pour l'exemple ( $V_1$ ).....	129
<b>Tableau. V.39.</b> Calcul des armatures verticales de l'exemple ( $V_{x1}$ ).....	130
<b>Tableau V.40.</b> Calcul des armatures verticales du voile ( $V_{x1}$ , $L=1,68\text{m}$ ) .....	131
<b>Tableau V.41.</b> Calcul des armatures verticales du voile ( $V_{x2}$ , $L=1,0\text{m}$ ) .....	131
<b>Tableau V.42.</b> Calcul des armatures verticales du voile ( $V_{x3}$ , $L=2,3\text{m}$ ).....	132
<b>Tableau V.43.</b> Calcul des armatures verticales du voile ( $V_{x4}$ , $L=1\text{m}$ ).....	132

<b>Tableau V.44.</b> Calcul des armatures verticales du voile ( $V_{x5}$ , $L=1,76m$ ).....	132
<b>Tableau V.45.</b> Calcul des armatures verticales du voile ( $V_{y1}$ , $L=3,6m$ ) .....	133
<b>Tableau V.46.</b> Calcul des armatures verticales du voile ( $V_{y2}$ , $L=2, 1$ ) .....	133
<b>Tableau V.47.</b> Calcul des armatures verticales du voile ( $V_{y3}$ , $L=1,0m$ ) .....	134
<b>Tableau V.48.</b> Calcul des armatures verticales du voile ( $V_{y4}$ , $L=1,0m$ ) .....	134
<b>Tableau V.49.</b> Calcul des armatures verticales du voile ( $V_{y5}$ , $L=3,7m$ ) .....	134
<b>Tableau V.50 :</b> Calcul des aciers de couture des voiles sens (x-x).....	135
<b>Tableau V.51 :</b> Calcul des aciers de couture des voiles sens (y-y).....	135
<b>Tableau V.52.</b> Calcul des armatures de compression des voiles .....	136
<b>Tableau V.53.</b> Calcul des aciers horizontaux des voiles (x-x).....	136
<b>Tableau V.54.</b> Calcul des aciers horizontaux des voiles (y-y).....	137

## Chapitre VI : Etude du sol

<b>Tableau VI.1.</b> Liste des essais de laboratoire réalisés.....	143
<b>Tableau VI.2.</b> Teneur en eau et poids volumique.....	143
<b>Tableau VI.3.</b> Limites de liquidité à la coupelle de Casagrande (SC1).....	144
<b>Tableau VI.4.</b> Limites de liquidité à la coupelle de Casagrande (SC2).....	144
<b>Tableau VI.5</b> Classification des sols du site étudié.....	145
<b>Tableau VI.6</b> la compressibilité des sols du site étudié.....	145
<b>Tableau VI.7</b> Résistance au cisaillement des sols du site étudié.....	145
<b>Tableau VI.8</b> Tableau récapitulatif des résultats des caractéristiques physiques et mécanique.....	146
<b>Tableau VI.9.</b> Etude d'homogénéité des caractéristiques du sol.....	146
<b>Tableau VI.10 :</b> Caractéristiques physiques et mécaniques du sol homogène.....	147

## Chapitre VII : Etude des fondations

<b>Tableau.VII.1.</b> Effort normal appliqué sur les fondations.....	152
<b>Tableau VII.2</b> Sections des semelles isolées .....	154
<b>Tableau VII.3</b> Sections des semelles filantes.....	156
<b>Tableau VII.4</b> Contraintes sous le radier à l'ELU .....	163
<b>Tableau VII.5</b> Contraintes sous le radier à l'ELS .....	164
<b>Tableau VII.6</b> Ferrailage des panneaux du radier.....	166
<b>Tableau VII.7</b> Vérification des contraintes.....	166
<b>Tableau VII.8</b> Vérification des contraintes (correction).....	167
<b>Tableau VII.9</b> Ferrailage des nervures (sens porteur).....	168
<b>Tableau VII.10</b> Ferrailage des nervures (sens non porteur).....	168
<b>Tableau VII.11</b> Vérification des contraintes à l'ELS .....	169
<b>Tableau VII.12</b> Vérification des contraintes à l'ELS (correction).....	169
<b>Tableau VII.13</b> choix des armatures transversales .....	170
<b>Tableau VII.14</b> Vérifications des contraintes du béton et d'acier.....	172
<b>Tableau VII.15</b> Vérifications des contraintes du béton et d'acier(correction).....	172
<b>Tableau VII.16</b> Ferrailage du voile périphérique .....	176
<b>Tableau VII.17</b> Vérifications des contraintes.....	178