



وزارة التعليم العالي و البحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم  
Université Abdelhamid Ibn-Badis Mostaganem  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : ...../CGA/2019

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES MASTER ACADÉMIQUE

Filière : Génie Civil  
Spécialité : Structure

---

Étude d'un bâtiment (R+09+2 sous-sol) en zone sismique  
contreventé par un système mixte voiles/portiques en béton  
armé

---

Présenté par :

Asma Benaouali  
Imène Tahra

Soutenu le 11 juillet 2019 devant le jury composé de :

Président : M. Sidi Mohammed Bourdim  
Examineur : M. Touhami Bessai  
Encadrant : M. Hafid Boukhoulda

Année universitaire : 2018/2019

---

# Remerciements

---

Tout d'abord, nous remercions ALLAH le tout puissant pour son aide et pour nous avoir donné la force et la patience afin d'arriver à terminé ce travail.

Nous remercions nos deux familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études tout au long de notre parcours. Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à notre encadreur monsieur Boukhoulda Hafid

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.

Nous remercions aussi toutes les personnes qui nous ont aidés de prêt ou de loin a la réalisation de notre projet.

Nous sincères remerciements vont également à toutes les personnes de la bibliothèque centrale pour leur aide.

Imène et Asma

---

# Dédicaces

---

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie Du fond du coeur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail :

A Ceux que j'aime :

Mon père et ma mère qui ont toujours été présent pour me Soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et m'avoir permis D'arriver à ce stade d'éducation.

Je le dédie aussi à :

Mes frères et soeurs, qui mon soutenus et crus en moi lors de mon parcours et à celle qui a partagé ce travail avec moi ma chère amie et Binôme Imene et à tous mes amis(e).

A tout ma famille

A tous ma promotion de Génie Civil 2018/2019.

B.Asma

---

# Dédicaces

---

Louange à Allah le puissant, prière et salut sur le prophète Mohamed que le salut sur lui.

Je remercie Allah et grâce à lui que je vous arrivée à ce niveau.

Je dédie mon travail à mes chères parents qu'ils ont sacrifié de votre vie pour nous compléter notre étude. Comme je la dédie à mes frères : Mohamed, Nacer, Billel, Ilyes, Wassim et à ma chère sœur Fatima

Même je dédie ce mémoire aussi à toute la famille Tahra, mes oncles et mes tantes, aussi qu'à la famille de ma mère Bennaceur.

ainsi je dédie mon travail à mes cousins et cousines Lila, Nawel, Wissem, Nesrine, Yamna.....

Et à tous mes amis : chahinez, ahlem, hafida, et bien sûr mon binôme Asma et sa famille.

Et à toute la promotion 2018/2019 Gc d'université Mostagenem à tous ceux qui me connaissent et à tous ceux qui en ont aidé de près ou de loin à réaliser ce travail

Tahra imène

---

## ملخص

ان الهدف من هذه الدراسة هو إظهار إمكانية إنجاز مبنى متعدد الطوابق (ط+09+2 طابق سفلي) بمنطقة زلزالية، هذه الدراسة تسمح لنا بإظهار تأثير الزلزال على الهيكل الهندسي للبنى السكنية أخذين بعين الاعتبار الملوي ابناء وتدعيم المبنى بالطارات والجدران الحاملة من أجل الاستقرار. الكلمات المفتاحية: مبنى متعدد الطوابق-دراسة الزلزل- مدعم بإطارات والجدران- الحامل

## Résumé

Le but de ce travail est de montrer la faisabilité technique de la réalisation d'un bâtiment en comprenant un sous-sol, un rez-de-chaussée et neuf étages en zone sismique. Cette étude permettra de mettre en avant l'effet du séisme sur la conception architecturale à adopter ainsi que sur les caractéristiques des matériaux de la construction, avec contre-venté par portiques et voiles pour la stabilité. Mot clé : bâtiment en multi-étage - étude de séisme - contre-venté par portiques et voiles

## Abstract

The aim of this work is to show the feasibility of producing a technically building (R+9+2under ground), designed in seismic zone , this study will highlight the earthquake on architecturally design to take effect as well as the characteristics of materials of construction, with free-standing braced and wall concrete . Keyword: building multi-stage - study earthquake - braced by free-standing and wall concrete. nalysis – seismic stress

---

# Table des matières

---

<b>Table des matières</b>	<b>v</b>
<b>Liste des tableaux</b>	<b>vii</b>
<b>Table des figures</b>	<b>viii</b>
<b>liste des symboles</b>	<b>xi</b>
Introduction . . . . .	xi
<b>1 Introduction</b>	<b>1</b>
1.1 Présentation du projet . . . . .	1
1.2 But . . . . .	1
1.3 Règlements de calcul . . . . .	2
1.4 Caractéristiques des matériaux . . . . .	2
<b>2 Pré-dimensionnement des éléments structuraux</b>	<b>6</b>
2.1 Les planchers . . . . .	6
2.2 Les poutres . . . . .	9
2.3 Pré-dimensionnement des poteaux . . . . .	11
2.4 Pré-dimensionnement des voiles : . . . . .	17
<b>3 Étude des planchers</b>	<b>20</b>
3.1 Planchers à corps creux . . . . .	21
<b>4 Étude des éléments secondaires</b>	<b>47</b>
4.1 Les escaliers . . . . .	47
4.2 Étude des balcons : . . . . .	60
4.3 Étude de l'acrotère . . . . .	65
<b>5 Étude sismique</b>	<b>73</b>
5.1 Introduction . . . . .	73

---

5.2	L'action sismique selon le RPA99/2003 . . . . .	73
5.3	Méthodes de calcul sismique selon le RPA99/2003 . . . . .	75
5.4	Méthode dynamique modale spectrale . . . . .	77
5.5	Interprétation des résultats . . . . .	78
5.6	Modélisation de la structure étudiée . . . . .	83
<b>6</b>	<b>Étude des portique</b>	<b>85</b>
6.1	Introduction . . . . .	85
6.2	Étude des poutres . . . . .	86
6.3	Étude des poteaux . . . . .	94
6.4	Étude des voiles . . . . .	106
6.5	Étude du voile périphérique . . . . .	113
<b>7</b>	<b>Étude des fondations</b>	<b>120</b>
7.1	Introduction . . . . .	120
7.2	Le sol . . . . .	120
7.3	Calcul des fondations . . . . .	120
7.4	Etude du radier . . . . .	122
	<b>Conclusion générale</b>	<b>145</b>
	<b>Bibliographie</b>	<b>146</b>

---

# Liste des tableaux

---

2.1	Charges permanentes sur planchers . . . . .	13
2.2	Charges d'exploitation pour chaque niveau . . . . .	14
2.3	Loi de dégression verticale des charges d'exploitation . . . . .	14
2.4	Charges cumulées par niveau . . . . .	14
3.1	Charges linéaires sur les poutrelles à l'ELU et l'ELS . . . . .	21
7.1	Somme des réactions pour différentes combinaisons d'action . . . . .	121

---

# Table des figures

---

1.1	Diagramme contrainte-déformation de l'acier . . . . .	4
2.1	Plancher à corps creux . . . . .	7
2.2	Dimensions d'un panneau de dalle . . . . .	8
2.3	les sections des poutres . . . . .	10
2.4	Section réduite du béton . . . . .	11
2.5	Surface afférente au poteau le plus sollicité . . . . .	15
3.1	Coupe transversale du plancher à cors creux . . . . .	21
3.2	Types des poutrelles . . . . .	22
3.3	Dimensions des poutrelles . . . . .	23
3.4	Schéma de poutrelle . . . . .	24
3.5	ferraillage des poutrelles . . . . .	32
3.6	ferraillage des poutrelles . . . . .	32
3.7	l'enrobage . . . . .	34
3.8	Dimension d'un panneau de dalle . . . . .	36
3.9	en appui . . . . .	39
3.10	en travée . . . . .	41
4.1	Éléments d'un escalier . . . . .	48
4.2	Vue en plan d'un escalier . . . . .	48
4.3	Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos . . . . .	51
4.4	section11 . . . . .	52
4.5	T(E.L.U)en[daN] . . . . .	53
4.6	M(E.L.U)en[daN.m] . . . . .	53
4.7	section11 . . . . .	54
4.8	T(E.L.S)en[daN] . . . . .	55
4.9	M(E.L.S)en[daN.m] . . . . .	55
4.10	section de calcul de la paillasse . . . . .	56
4.11	section de calcul de la paillasse . . . . .	58

4.12	ferraillage d'un escalier . . . . .	59
4.13	schéma statique du balcon . . . . .	60
4.14	section de calcul . . . . .	61
4.15	Schéma du balcon avec contre poids . . . . .	64
4.16	Dimension du balcon et du contre poids . . . . .	64
4.17	Dimension de l'acrotère . . . . .	65
4.18	schéma statique de l'acrotère . . . . .	66
4.19	Section de calcul . . . . .	67
4.20	Section de calcul . . . . .	69
4.21	ferraillage de l'acrotère . . . . .	72
5.1	Carte de zonage sismique de l'algerie (RPA99/2003) . . . . .	74
5.2	Spectre de réponse de calcul . . . . .	77
5.3	batiment . . . . .	84
6.1	Ferraillage en appui et en travée de la poutre principale . . . . .	93
6.2	Direction des moments et effort normal dans un poteau . . . . .	94
6.3	La zone nodale . . . . .	95
6.4	Espacement entre les armatures longitudinales . . . . .	96
6.5	Les armatures transversales dans la zone de recouvrement . . . . .	98
6.6	Section réduite du béton . . . . .	98
6.7	zone nodale . . . . .	106
6.8	ferraillage poteau 60 . . . . .	106
6.9	Les sollicitations de calcul d'un voile . . . . .	107
6.10	Voile le plus défavorable . . . . .	109
6.11	Section de calcul . . . . .	110
6.12	Contrainte du voile . . . . .	113
6.13	panneau de dalle appuie sur 4 coté . . . . .	115
6.14	Section de calcul en travée(XX) . . . . .	116
6.15	Section de calcul en travée(YY) . . . . .	118
7.1	Les fondations superficielles . . . . .	121
7.2	Semelle isolée . . . . .	122
7.3	dimension de la poutre . . . . .	126
7.4	dalle sur 04 appuis . . . . .	130
7.5	L'enrobage . . . . .	132
7.6	section de calcul en appui xx . . . . .	132
7.7	Section de calcul de débord . . . . .	134
7.8	Section de calcul en travée y-y . . . . .	135
7.9	Schéma de ferraillage de radier . . . . .	138
7.10	Schéma statique du débord . . . . .	139
7.11	Distribution des charges sur les poutres principales . . . . .	141
7.12	Distribution des charges sur les poutres secondaires . . . . .	141
7.13	Ferraillage de la poutre principale en appui . . . . .	143

7.14	Ferraillage de la poutre principale en travée . . . . .	143
7.15	Ferraillage de la poutre secondaire en appui . . . . .	144
7.16	Ferraillage de la poutre secondaire en travée . . . . .	144

---

# liste des symboles

---

## Introduction

- $A_s$  : Air d'une section.  
 $A_t$  : Air d'acier transversal.  
 $A_l$  : Air d'acier longitudinal.  
 $A_D$  : Air diagonale.  
B : Section du béton.  
E : Module d'élasticité longitudinal.  
 $E_i$  : Module de déformation longitudinale du béton.  
 $E_{fj}$  : Module de déformation sous fluage.  
E : Séisme.  
 $E_b$  : Module de déformation différée  
 $E_{ij}$  pour chargement appliquée à l'âge de j jours).  
 $E_s$  : Module d'élasticité d'acier.  
F : Force ou action en général.  
G : Module d'élasticité transversale.  
I : Moment d'inertie.  
J : Moment d'inertie de torsion.  
L : Longueur de portée.  
M : Moment en générale (de flexion le plus souvent).  
 $M_G$  : Moment fléchissant développée par les charges permanentes.  
 $M_Q$  : Moment fléchissant développée par les actions variables.  
 $M_U$  : Moment de calcul ultime.  
 $M_{ser}$  : Moment de calcul de service.  
N : Effort normale.  
P : Action (de pesanteur) pouvant comprendre une partie permanente et une partie variable.  
Q : Action variable.  
S : Moment statique.  
 $S_n$  : Neige.

$V_u$  : Effort tranchant.  
a : Une dimension (en générale longitudinale).  
b : Une dimension transversale (largeur ou épaisseur).  
 $b_0$  : Épaisseur brute de l'âme d'une poutre.  
e : Épaisseur du refend.  
 $D_g$  : Grosseur du granulat.  
d : Distance de barycentre des armatures tendue à la fibre extrême la plus comprimée.  
d' : Distance de barycentre des armatures tendue à la fibre extrême la plus tendu.  
 $e_0$  : Excentricité d'une résultante ou d'un effort normal.  
f : Résistance d'un matériau (flèche).  
 $F_e$  : Limite d'élasticité d'acier.  
 $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours.  
 $F_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton age de j jours.  
 $F_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de 28 jours.  
 $F_{T28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de 28 jours.  
 $S_t$  : Espacement des aciers.  
 $\sigma_{bc}$  : Contrainte de calcul du béton.  
 $\sigma_s$  : Contrainte de l'acier tendu.  
 $\tau_u$  : Contrainte tangente conventionnelle.  
 $\rho$  : Pourcentage d'armatures.  
u : Périmètre.  
 $\eta$  : Coefficient d'équivalence.  
 $\tau$  : Contrainte tangente.  
 $\lambda$  : Élançement mécanique d'une pièce comprimée.  
 $\nu$  : Coefficient de poisson.  
 $M_t$  : Moment en travée.  
 $M_a$  : Moment en appuis.  
 $L_f$  : Longueur de flambement.  
i : Rayon de giration.  
K : Coefficient en générale.  
 $\psi_{bc}$  : Raccourcissement relatif du béton.  
 $\psi_s$  : Allongement relatif de l'acier.  
 $\Sigma$  : Sommatation.  
 $\phi$  : Diamètre nominale d'une armature  
 $\Omega$  : Aire.  
U : Ultime.  
g : Centre de gravité du granulat.  
ser : Service.

## Chapitre 1

---

# Introduction

---

L'exécution d'un projet de fin d'études est une étape très importante dans le savoir de l'ingénieur, elle permet de mettre en application les connaissances théoriques reçues pendant ses études.

Après une décente de charge et un pré- dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique sera effectuée avec le logiciel de calcul robot pour trouver les caractéristiques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les déférentes sollicitations. Ces efforts sont utilisés pour le ferrailage des éléments résistants de la structure suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL 91 et le RPA99 version 2003

### 1.1 Présentation du projet

Notre étude concerne un bâtiment composé de deux sous- sol, d'un rez-de-chaussée et de neuf étages. Il devra être implanté dans la ville d'Oran qui est classée « zone IIa » selon le règlement para-sismique algérien (R.P.A99 version 2003).

### 1.2 But

la bonne tenue d'un bâtiment dépend essentiellement des fondations sur les quelle il repose pour cela il est nécessaire que le sol choisi soit bien étudié vu que l'influence ajour sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage si le choix des fondations dans les zones sismiques

#### 1.2.1 Les dimensions du bâtiment

- Longueur : 21 m.
- Largeur : 20.60 m
- Hauteur totale : 34,25m ;
- Hauteur d'étage courant : 3.30 m ;

- Hauteur du rez-de-chaussée : 4.55 m ;
- Hauteur de chaque sous-sol : 2.97 m

### 1.3 Règlements de calcul

Nous avons utilisé pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- Règles para-sismiques Algériennes (DTR – BC 2.48) RPA 99 / version 2003.
- Charges permanentes et charges d'exploitation (D.T.R BC 2.2).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé. (CBA 93)
- Calcul pratique des tours en béton armé (Marius DIVER).

### 1.4 Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et à la réglementation en vigueur en Algérie (RPA A99 version 2003, CBA93)

#### 1.4.1 Béton

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats et d'eau avec des rapports bien définis.

##### Composition

- Ciment CPA : 350 kg/m<sup>3</sup>
- Gravillons ( $\phi \leq 25$  mm) : 800 l/m<sup>3</sup>
- Sable ( $\phi \leq 5$  mm) : 400 l/m<sup>3</sup>
- Eau de gâchage : 175 l/m<sup>3</sup>

##### Résistance à la compression

La résistance du béton à la rupture par compression varie avec :

- le dosage en ciment ;
- la granulométrie ;
- la quantité de l'eau de gâchage ;
- et l'âge du béton.

Pour notre étude on s'est fixé comme résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours, la valeur de  $f_{c28} = 25$  Mpa.

**Résistance à la traction**

La résistance caractéristique à la traction d'un béton agé de  $j$  jours est définie par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad (1.1)$$

**Contraintes limites**

## 1. État limite ultime (E.L.U)

a) La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$f_{bu} = \sigma = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} \quad (1.2)$$

avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{(Situation courante)} \\ 1.15 & \text{(Situation accidentelle)} \end{cases} \quad (1.3)$$

b) La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u = \begin{cases} \min(0.2f_{c28}/\gamma_b; 5 \text{ Mpa}) & \text{fissuration préjudiciable} \\ \min(0.15f_{c28}/\gamma_b; 4 \text{ Mpa}) & \text{fissuration très préjudiciable} \end{cases} \quad (1.4)$$

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

$$\sigma = 0.6f_{c28} \quad (1.5)$$

**Déformation longitudinale**

À 28 jours et pour le module d'élasticité instantané est Le module d'élasticité différé du béton (déformation provoquée par une longue durée d'application des charges)

**Déformation transversale**

Coefficient de poisson : Est défini comme étant le rapport du déformation transversale au déformation longitudinal le BAEL donne :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{ELU} \\ 0 & \text{ELS} \end{cases} \quad (1.6)$$

**Module de glissement**

G=0.4 Béton non fissuré

G=0.5 Béton fissuré

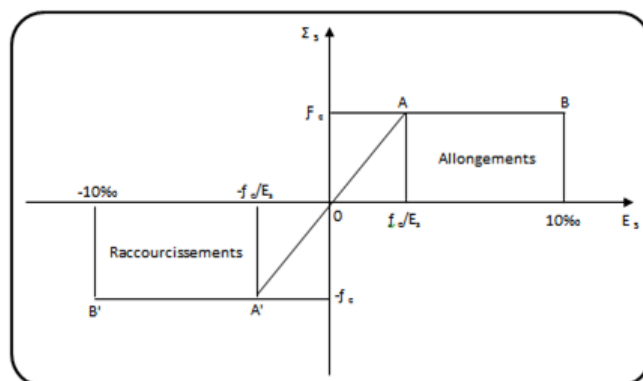


FIGURE 1.1 – Diagramme contrainte-déformation de l'acier

### 1.4.2 Acier

Classification Les aciers généralement utilisés pour le béton armé sont classés en trois catégories :

1. Les ronds lisses : de nuance douce, mi-dure et dure (dureté naturelle).
2. Les armatures à haute adhérence de nuance mi-dure et dure obtenues par écouissage à froid, par torsion ou par traction. Ces aciers se trouvent généralement dans des diamètres de 6 ; 8 ; 10 ; 12 ; 14 ; 16 ; 20 ; 25 ; 32 ; 40.
3. Les treillis soudés : Sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement. Les éléments constitutifs des treillis soudés peuvent être : Soit des ronds lisses, Soit des barres de haute adhérence, soit des fils à haute adhérence.

#### Les nuances

Il existe 04 nuances principales qui correspondent à leurs qualités élastiques et de résistance ; les différentes nuances utilisées et leurs caractéristiques sont indiquées Ci-dessous :

Nuances	$f_e$	$f_r$	Allongement de rupture en
R.L	$F_e E = \{220 ; 240\} \{Mpa\}$	$\{330-490\} ; \{410-490\}$	$\{22 ; 25\}$
R.H	$F_e E = \{400 ; 500\} \{Mpa\}$	$\{480 ; 550\}$	$\{14 ; 12\}$

#### Diagramme déformation-Contrainte

Les contraintes de calcul  $\sigma_s$  des armatures longitudinales sont données, en fonction des déformations  $\epsilon_s$  de l'acier par le diagramme ci-dessous :

Le diagramme est valable pour tous les aciers quel que soit leur élaboration.

1. De l'origine au point  $A(fe/(\gamma_s E_s); fe/(\gamma_s))$  une droite d'équation :

$$\sigma_s = E_s \epsilon_s \quad (1.7)$$

2. Du point  $A$  au point  $B$  : Une horizontale d'ordonnée  $(fe/\gamma_s)$ .

Les notations utilisées sont les suivantes :

- $f_e$  : limite élastique de l'acier
- $\gamma_s$  : coefficient de sécurité de l'acier

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation normale} \\ 1 & \text{Situation accidentelle} \end{cases} \quad (1.8)$$

- $E_s$  : module d'élasticité de l'acier

### 1.4.3 Étude du sol

Il est nécessaire pour l'ingénieur ou le constructeur d'accorder une importance primordiale à l'étude du sol pour connaître l'état des lieux au voisinage de la construction et les caractéristiques géométriques des différentes couches qui constituent le sol de fondation.

Pour nous permettre de bien concevoir le système fondation et assurer une bonne assise pour notre ouvrage, une étude géotechnique a été menée et a donné pour le sol une contrainte de calcul  $\sigma_{\text{sol}} = 2$  bars.

---

# Pré-dimensionnement des éléments structuraux

---

## Introduction

Le pré-dimensionnement sert à estimer les dimensions (coffrage) des différents éléments résistants de l'ouvrage (poteaux, poutres, dalles, voiles, . . .) en utilisant certaines formules forfaitaires éprouvées par l'expérience et la pratique courante et en s'assurant du strict respect des recommandations dictées par les différents règlements techniques (RPA 99/Version 2003 du BAEL 91 modifié 99).

Les résultats obtenus dans cette phase ne sont toutefois pas définitifs et peuvent être modifiés lors du dimensionnement.

## 2.1 Les planchers

Pour notre bâtiment on a utilisé deux types de planchers :

- Plancher à dalle pleine : au niveau du sous-sol et du rez-de-chaussée ;
- Plancher à corps creux : pour les étages supérieurs.

### 2.1.1 Plancher à corps creux

les planchers à corps creux constitués d'une dalle de compression de faible épaisseur (4 à 5 cm) reposant sur un ensemble de poutrelles parallèles entre elles, légèrement espacées (environ 60 cm) et séparées par des entrevous (corps creux) servant de coffrage perdu à la fois pour la face inférieure de la dalle de compression et pour les faces latérales des poutrelles et améliorant l'isolation thermique et acoustique.

Pour limiter la flèche, la hauteur totale est choisie de façon à vérifier la condition forfaitaire suivante :

$$1/25 \leq h_t/l \leq 1/20 \quad (2.1)$$

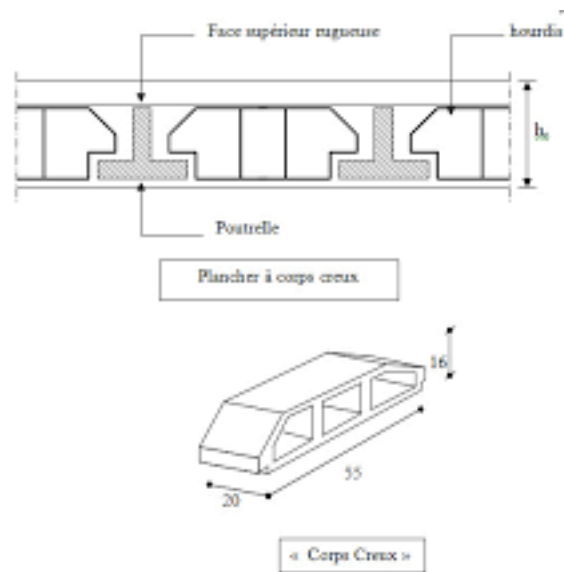


FIGURE 2.1 – Plancher à corps creux

Pour le bâtiment étudié, les poutrelles peuvent atteindre une longueur de 450 cm. Ce qui donne en appliquant les inégalités (2.1) une hauteur totale comprise en 18 et 22.5 cm.

On choisi donc un plancher d'une hauteur total  $h_t = 20$  cm composé d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

### 2.1.2 Plancher en dalle pleine

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Elles reposent sur 1, 2, 3, ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

En fonction du rapport  $\rho$  entre ses deux dimensions horizontales  $l_x$  et  $l_y$  (avec  $l_x \leq l_y$ ), une dalle peut travailler dans un seul sens (si  $\rho < 0.4$ ) ou dans les deux sens (si  $\rho \geq 0.4$ ).

La hauteur des dalles doit être choisie de façon à satisfaire les trois critères suivants :

1. limitation de la flèche,
2. isolation acoustique,
3. sécurité incendie.

#### Condition de flèche

Pour limiter les flèches , l'épaisseur  $h_d$  de la dalle doit vérifier les conditions suivantes :

$$1/35 \leq h_d/l_x \leq 1/30 \quad (\text{si } \rho < 0.4) \quad (2.2a)$$

$$1/50 \leq h_d/l_x \leq 1/40 \quad (\text{si } \rho \geq 0.4) \quad (2.2b)$$

Pour notre projet, toutes les dalles travaillent dans les deux sens. En plus, la plus petite

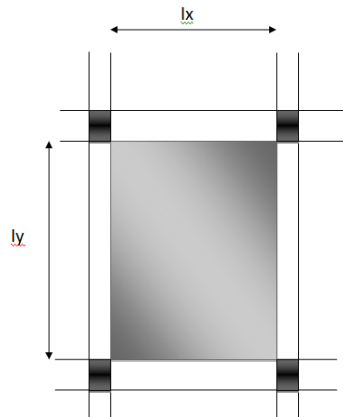


FIGURE 2.2 – Dimensions d'un panneau de dalle

dimension  $l_x$  d'un panneau de dalle ne dépasse pas les 450 cm. Dans ses conditions et en appliquant les inégalités (2.2b), nous obtenons :

$$9 \text{ cm} \leq h_d \leq 11.25 \text{ cm} \quad (2.3)$$

#### Condition d'isolation acoustique

L'isolation acoustique d'une paroi est conditionnée par sa masse surfacique  $m_s$  (masse par unité de surface) qui, pour une dalle en béton armé de masse volumique  $\gamma_b$  ( $2.5 \text{ t/m}^3$ ) et d'épaisseur  $h_d$ , est égale à :

$$m_s = \gamma_b h_d \quad (2.4)$$

On doit vérifier :

- pour l'isolation acoustique contre les bruits aériens,

$$m_s = \gamma_b h_d \geq 350 \text{ kg/m}^2 \quad (2.5a)$$

- pour l'isolation acoustique contre les bruits d'impacts,

$$m_s = \gamma_b h_d \geq 400 \text{ kg/m}^2 \quad (2.5b)$$

L'application des conditions (2.5), implique une épaisseur de dalle d'au moins

$$h_d \geq 16 \text{ cm} \quad (2.6)$$

#### Condition de sécurité incendie

- Pour une heure de coupe de feu :  $h_d = 7 \text{ cm}$
- Pour deux heures de coupe de feu :  $h_d = 11 \text{ cm}$
- Pour quatre heures de coupe de feu :  $h_d = 17.5 \text{ cm}$

**En conclusion**

Tenant compte de ce qui précède, nous avons finalement retenu une épaisseur de dalle pleine égale à :

$$h_d = 16 \text{ cm} \quad (2.7)$$

**2.2 Les poutres**

Les dimensions transversales des poutres doivent être choisies de manière à respecter :

1. les relations forfaitaires suivantes :

$$l/15 \leq h \leq l/10 \quad (2.8a)$$

et

$$0.4 h \leq b \leq 0.8 h \quad (2.8b)$$

2. les conditions imposées par le RPA, à savoir :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad (2.9a)$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad (2.9b)$$

$$h/b \leq 4 \quad (2.9c)$$

où  $l$ ,  $b$  et  $h$  représentent la portée, la largeur et la hauteur de la poutre, respectivement.

**2.2.1 Les poutres principales**

Sont considérées comme *principales*, les poutres dont la fonction est de supporter directement les poutrelles du plancher. Elles sont donc disposées perpendiculairement à ces dernières.

Dans notre projet, les poutres principales peuvent atteindre une longueur de 620 cm ce qui donne en appliquant les inégalités (2.8a)

$$41.33 \text{ cm} \leq h \leq 62 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm} \quad (2.10)$$

En remplaçant la valeur de  $h$  dans les inégalités (2.8b), nous obtenons :

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

On prend :

$$b = 35 \text{ cm} \quad (2.11)$$

On s'assure sans difficultés que toutes les conditions du RPA (inégalités (2.9) ) sont largement vérifiées par les dimensions transversales ((35 × 45)cm<sup>2</sup>) choisies pour les poutres principales.

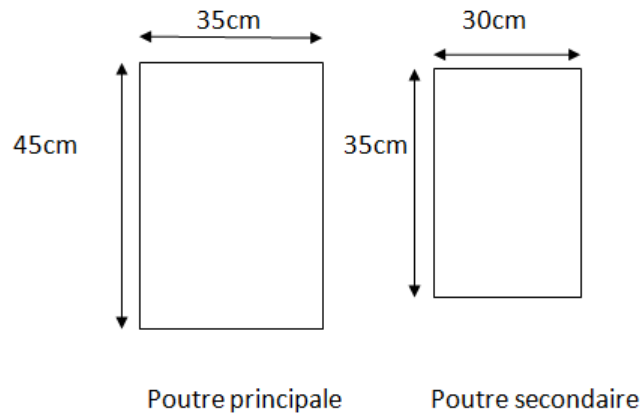


FIGURE 2.3 – les sections des poutres

### 2.2.2 Les poutres secondaires

Sont considérées comme *secondaires* les poutres disposées parallèlement aux poutrelles et qui de ce fait ne reprennent qu'une fraction très faible des charges verticales. Associées aux poteaux, elles jouent un rôle important pour la stabilité transversale du bâtiment.

Dans notre projet, les poutres principales peuvent atteindre une longueur de 620 cm ce qui donne en appliquant les inégalités (2.8a)

$$30 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm} \tag{2.12}$$

En remplaçant la valeur de  $h$  dans les inégalités (2.8b), nous obtenons :

$$16 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}$$

On prend :

$$b = 30 \text{ cm} \tag{2.13}$$

On s'assure sans difficultés que toutes les conditions du RPA (inégalités (2.9) ) sont largement vérifiées par les dimensions transversales  $((30 \times 35)\text{cm}^2)$  choisies pour les poutres secondaires.

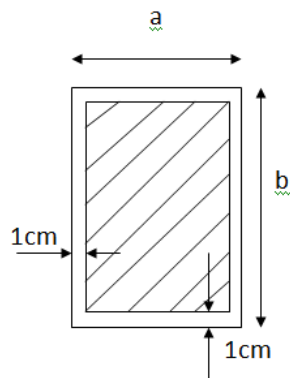


FIGURE 2.4 – Section réduite du béton

## 2.3 Pré-dimensionnement des poteaux

### Section des poteaux

D'après les règles BAEL91 : L'effort normal ultime  $N_u$  d'un poteau doit être au plus égale à la valeur donnée par l'expression suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad (2.14)$$

dans laquelle :

- $A$  est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul ;
- $B_r$  est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de la section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie (voir FIGURE 2.4) ;
- $\alpha$  est un coefficient fonction de l'élanement mécanique  $\lambda = (l_f/i)$  :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ 0.6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{pour } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases} \quad (2.15)$$

- $l_f$  est la longueur de flambement ;
- $i$  est le rayon de giration de la section de béton

Si on divise les deux termes de l'inégalité (2.14), on obtient :

$$\frac{N_u}{B_r} \leq \alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + (A/B_r) \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad (2.16)$$

d'où l'on déduit :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + (A/B_r) \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \quad (2.17)$$

Pour pouvoir estimer la section réduite à partir de l'équation (2.17), nous devons introduire deux hypothèses, à savoir :

1. la section d'armature  $A$  est telle que  $(A/B_r) \approx 1\%$  ;
2. l'élanement  $\lambda$  est au moins égale à  $35^1$ . Pour une telle valeur de  $\lambda$ , on obtient en utilisant l'expression (2.15) :

$$\alpha = 0.71 \quad (2.18)$$

En remplaçant maintenant tous les paramètres par leurs valeurs respectives, on obtient une relation donnant la section réduite nécessaire  $B_r$  (en  $m^2$ ) pour poteau soumis à un effort ultime  $N_u$  (en MN) :

$$B_r \geq \frac{N_u}{0.71 \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + 0.01 \times \frac{400}{1.15} \right]} = 0.0640 N_u \quad (2.19)$$

Pour pouvoir utiliser l'expression (2.19), nous devons tout d'abord estimer l'effort normal ultime  $N_u$  repris par les poteaux les plus sollicités. C'est la *descente de charge*.

### 2.3.1 Descente de charge

Le calcul de l'effort normal ultime repris par les poteaux passe par les étapes suivantes :

1. calcul des charges permanentes  $^2 G$ , pour chaque planchers (sous-sol, rez-de-chaussée, étage courant, terrasse) ;
2. estimation des charges d'exploitation  $^1 Q$ , pour chaque type d'utilisation prévue des locaux (parking, commerce, logement) ;
3. détermination de la surface de plancher afférente au poteaux les plus sollicités ;
4. calcul de l'effort normal à partir des résultats des étapes précédentes.

#### Charges permanentes sur planchers

Nous calculons les charges permanentes sur :

- le plancher de la terrasse (plancher en corps creux et présence de système d'étanchéité) ;
- le plancher d'étage courant (plancher à corps creux) qui représente le plancher haut du rez-de-chaussée et de tous les niveaux supérieurs mis à part du dernier ;
- les planchers hauts des deux sous-sol (dalle pleine)

Les charges permanentes pour chaque type de planchers sont données dans la TABLE 2.1.

---

1. valeur minimale pour laquelle toutes les armatures de la section soient prises en compte dans le calcul

2. charges par unité de surface

TABLE 2.1 – Charges permanentes sur planchers

Plancher	Matériau	Épaisseur (cm)	Poids (daN/m <sup>2</sup> )
	Gravillons roulés de protection	4	80
	Étanchéité multicouche (36S)	2	12
	Forme de pente en béton	10	22
	Plancher à corps creux	16+4	285
	Enduit au ciment	1.5	27
<b>Terrasse</b>			<b><math>G_1 = 442</math></b>
	Carrelage	2	44
	Mortier de pose	2	40
	Lit de sable	3	54
	Plancher à corps Creux	16+4	285
	Cloison	10	90
	Enduit de plâtre	1.5	15
<b>Étage courant</b>			<b><math>G_2 = 528</math></b>
	Carrelage	2	44
	Mortier de pose	2	40
	Lit de sable	2	36
	Dalle pleine	16	400
	Enduit de ciment	1.5	27
	Cloison légère	–	100
<b>Sous-sol</b>			<b><math>G_3 = 647</math></b>

### Charges d'exploitation

Les charges d'exploitation sont celles qui résultent de l'usage prévue des locaux par les personnes. Pour les déterminer, on classe les planchers en fonction de leur utilisation. Pour le bâtiment objet de notre étude, nous avons trois types d'utilisation pour les locaux :

1. Les deux sous-sol sont destinés à être des parking pour véhicules légers ;
2. le rez-de-chaussée est prévu pour accueillir des locaux de commerce ;
3. les niveaux supérieurs seront consacrés aux logements

D'après les normes en vigueur, la valeur des charges d'exploitation est donnée dans la TABLE 2.2 pour chaque type d'utilisation des planchers.

### Dégression verticale des charges d'exploitation

En notant :

TABLE 2.2 – Charges d'exploitation pour chaque niveau

Niveau	Utilisation	$Q$ (daN/m <sup>2</sup> )
Sous-sol	Parking	250
Rez-de-chaussée	Commerce	500
1 <sup>er</sup> et supérieurs	Logement	150
Toiture	Terrasse inaccessible	100

- $Q_0$  la charge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment
  - $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  respectivement, les charges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, ...,  $n$  à partir du sommet du bâtiment,
- les valeurs des charges d'exploitation cumulées (sous chaque niveau compté à partir du haut) à prendre en compte dans les calculs sont données dans le tableau qui suit :

TABLE 2.3 – Loi de dégression verticale des charges d'exploitation

Sous le Niveau	Charge d'exploitation cumulée
terrasse	$Q_0$
1 <sup>er</sup>	$Q_0 + Q_1$
2 <sup>e</sup>	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
3 <sup>e</sup>	$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
4 <sup>e</sup>	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
$n^e$ ( $n \geq 5$ )	$Q_0 + (3 + n)/(2n)(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

### Charges cumulées

Les charges permanente cumulées et les charges d'exploiraion cumulées<sup>1</sup> par niveau sont présentées sur le tableau suivant :

TABLE 2.4 – Charges cumulées par niveau

1. En tenant compte de la dégression des charges verticales

Niveau	Q daN/m <sup>2</sup>	G daN/m <sup>2</sup>
terrasse	100	442
9 <sup>e</sup> étage	250	970
8 <sup>e</sup> étage	385	1445.2
7 <sup>e</sup> étage	505	1867.6
6 <sup>e</sup> étage	610	2237.2
5 <sup>e</sup> étage	700	2554
4 <sup>e</sup> étage	775	2818
3 <sup>e</sup> étage	845.5	3066.16
2 <sup>e</sup> étage	928	3356.56
1 <sup>er</sup> étage	1004.5	3625.84
RdC	1400	4294.55

### Surface afférente

Les dimensions de la surface de plancher afférente au poteau le plus sollicité sont montrées sur la figure suivante :

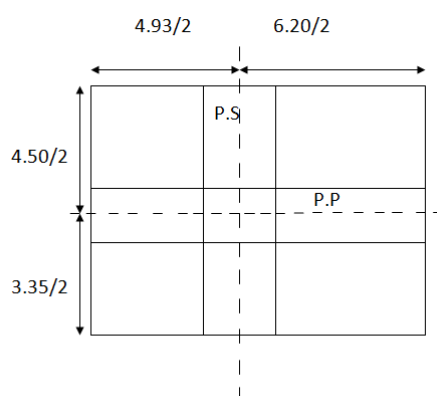


FIGURE 2.5 – Surface afférente au poteau le plus sollicité

— Aire de la surface afférente :

$$S_{\text{aff}} = (3.1 + 2.46) \times (2.25 + 1.67) = 21.80 \text{ m}^2 \quad (2.20)$$

— Longueur afférente de la poutre principale :

$$l_{\text{p, aff}} = \frac{4.93 + 6.2}{2} = 5.57 \text{ m} \quad (2.21)$$

— Longueur afférente de la poutre secondaire :

$$l_{\text{s, aff}} = \frac{4.5 + 3.35}{2} = 3.93 \text{ m} \quad (2.22)$$

— Poids propre des poutres principales et secondaires par niveau :

$$P = \gamma_{\text{béton}} b h l \quad (2.23)$$

$$P_p = 2500 \times 0.35 \times 0.45 \times 5.57 = 2193.2 \text{ daN} \quad (2.24)$$

$$P_s = 2500 \times 0.35 \times 0.30 \times 3.93 = 1031.6 \text{ daN} \quad (2.25)$$

### Effort normal ultime

$$N_u = 1.15 P_u \quad (2.26)$$

$$P_u = 1.35 (P_p + P_s) n + (1.35 G_{\text{cum}} + 1.5 Q_{\text{cum}}) S_{\text{aff}} \quad (2.27)$$

avec

$$N_{\text{upp}} = b * h * h_{\text{saff}} * \gamma_{\text{beton}} * 1.35 \quad (2.28)$$

$$N_{\text{ups}} = b * h * h_{\text{saff}} * \gamma_{\text{beton}} * 1.35 \quad (2.29)$$

$$N_{\text{pl}} = (1.35G + 1.5Q) * S_{\text{aff}} \quad (2.30)$$

$$N_{\text{pot}} = S_{\text{pot}} * \gamma_{\text{beton}} * h_{\text{etage}} * 1.35 \quad (2.31)$$

$$S_{\text{aff}} = 21.8 \text{ m}^2 \quad (2.32)$$

$$N_u = N_{\text{upp}} + N_{\text{ups}} + N_{\text{pl}} + N_{\text{pot}} \quad (2.33)$$

$$(2.34)$$

### tableau :vérification imposes par le RPA99

Niveau	poteau	b=h	Condition $\min(a, b) \geq 25$	he/20	Condition $\min(a, b) \geq \text{he}/20$	b/h
9ème étage	30x30	30	V	15	V	1
8ème étage	30x30	30	V	15	V	1
7ème étage	40x40	40	V	15	V	1
6ème étage	40x40	30	V	15	V	1
5ème étage	45x45	45	V	15	V	1
4ème étage	45x45	45	V	15	V	1
3ème étage	50x50	50	V	15	V	1
2ème étage	55x55	55	V	15	V	1
1ème étage	60x60	60	V	15	V	1
RDC	60x60	60	V	21.25	V	1
1ère Sous sol	70x70	70	V	13.35	V	1
2ème Sous sol	70x70	70	v	13.35	V	1

### 2.3.2 Vérification de la condition de flambement

Soit :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35 \text{ avec } : i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } B = b h \quad (2.35)$$

Avec :

$l_f$  : Longueur de flambement

$i$  : rayon de giration de la section du béton

$I$  : moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable

$B$  = section de béton seul Pour un poteau appartenant à un usage multiple, on a :

$$l_f = 0.7 l_0 \quad (2.36)$$

Avec  $L_0$  : longueur libre du poteau

Tableau : tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement

Niveau	$a \times b$	$L_0$	$L_f$	$I$	$B$	$i$	$\lambda$
9ème étage	30*30	330	231	67500	900	8.66	26.67
8ème étage	30*30	330	231	67500	900	8.66	26.67
7ème étage	40*40	330	231	5333.33	1600	1.83	20.01
6ème étage	40*40	330	231	5333.33	1600	1.83	20.01
5ème étage	45*45	330	231	341718.75	2025	13	17.78
4ème étage	45*45	330	231	341718.75	2025	13	17.78
3ème étage	50*50	330	231	520833.33	2500	14.43	16.01
2ème étage	55*55	330	231	762552.08	3025	15.87	14.55
1ère étage	60*60	330	231	1080000	3600	17.32	13.34
RDC	60*60	455	318.5	1080000	3600	17.32	18.38
1ère Sous sol	70*70	297	207.9	2000833.33	4900	20.21	10.28
2ème Sous sol	70*70	297	207.9	2000833.33	4900	20.21	10.28

pour les constructions implantés en zone sismique II.a

$$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \quad (2.37)$$

$$\min(b, h) \geq h_e/20 \quad (2.38)$$

$$0.25 \leq b/h \leq 4 \quad (2.39)$$

les conditions imposées par le RPA99(version 2003) :

$$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \quad (2.40)$$

$$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \quad RPA(Article7.4.1) \quad (2.41)$$

$$4 \geq \frac{b}{h} \geq 0.25 \quad (2.42)$$

Avec :  $h_e$  = hauteur libre de l'étage

## 2.4 Pré-dimensionnement des voiles :

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} e \geq \frac{h_e}{20} \\ L \geq 4 \end{cases} \quad (2.43)$$

Avec :

$h_e$  : hauteur libre d'étage.

$e$  : épaisseur du voile.

$L$  : longueur du voile.

### 2.4.1 Voiles de contreventement

#### Voile d'étage courant

$$h_e = 3.3 - 0.20 = 3.1m \quad (2.44)$$

$$e \geq \text{Max}\left(\frac{300}{20}; 15cm\right) \quad (2.45)$$

$$e \geq 15cm \quad e = 15cm \quad (2.46)$$

#### Voile de rdc :

$$h_e = 4.55 - 0.16 = 4.39m \quad (2.47)$$

$$e \geq \text{Max}\left(\frac{439}{20}; 15cm\right) \quad (2.48)$$

$$e \geq 21.95cm \quad e = 25cm \quad (2.49)$$

### 2.4.2 Voiles périphériques :

Selon le RPA99, l'épaisseur minimale du voile périphérique est de 15 cm , de plus , il doit être déterminé en fonction de hauteur libre d'étage  $h_e$

$$h_e = 2.97 - 0.16 = 2.81m \quad (2.50)$$

$$e_{min} = 20cm \quad (2.51)$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{281}{20} = 14.05cm \quad (2.52)$$

$$(2.53)$$

Donc on adopte un voile d'épaisseur  $e = 15$  cm

**Voiles d'escalier :**

**Voile d'étage courant :**

$$h_e = 3.3 - 0.20 = 3.10m \quad (2.54)$$

$$e \geq \frac{310}{25} = 12.4cm \quad (2.55)$$

$$e = 15 \quad (2.56)$$

$$(2.57)$$

**Voile de Rdc :**

$$h_e = 4.55 - 0.16 = 4.39m \quad (2.58)$$

$$e \geq \frac{439}{25} = 17.56cm \quad (2.59)$$

$$e = 20cm \quad (2.60)$$

$$(2.61)$$

# Étude des planchers

---

## Introduction

Par plancher on désigne l'ensemble des éléments horizontaux (dalles, poutres, poutrelles), appartenant à la structure porteuse d'un bâtiment, chargé de supporter et transmettre les charges permanentes (poids propre, revêtements, cloisons,...) et d'exploitation (poids des usagers, mobiliers,...) aux différents éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles,...).

Les planchers doivent aussi assumer d'autres fonctions importantes telles que :

- La transmission des efforts horizontaux (vent, séisme) aux éléments de contreventement ;
- La séparation entre les différents niveaux d'une construction en assurant leur isolation thermique et acoustique ;
- La Résistance et l'étanchéité au feu en cas d'incendie ;
- ...

Dans le cas des bâtiments en béton armé on distingue généralement :

**les planchers à corps creux** constitués d'une dalle de compression de faible épaisseur (4 à 5 cm) reposant sur un ensemble de poutrelles parallèles entre elles, légèrement espacées (environ 60 cm ) et séparées par des entrevous (corps creux) servant de coffrage perdu à la fois pour la face inférieure de la dalle de compression et pour les faces latérales des poutrelles et améliorant l'isolation thermique et acoustique.

**les planchers à dalle pleine** généralement de forme rectangulaire et de dimensions horizontales importantes par rapport à l'épaisseur. Elle peuvent travailler suivant un ou deux sens en fonction du rapport  $\rho$  entre ses deux dimensions horizontales.

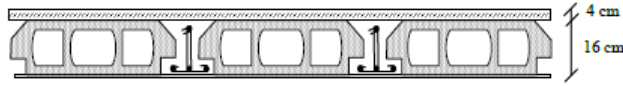


FIGURE 3.1 – Coupe transversale du plancher à cors creux

### 3.1 Planchers à corps creux

Les planchers à corps utilisés dans ce bâtiment ont les dimensions suivantes :

$$\begin{array}{lll} h_t = 20 \text{ cm} & h_1 = 16 \text{ cm} & h_0 = 4 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} & & L_n = 60 \text{ cm} \end{array}$$

#### 3.1.1 Calcul des poutrelles

##### Types de poutrelles

Dans le bâtiment étudié, on distingue 6 types de poutrelles en fonction du nombre de et de la portée des travées (FIGURE 3.2). Elles seront calculées comme des poutres continues soumises à des charges linéaires uniformément réparties.

##### Évaluation des charges

Les charges linéaires (permanentes et d'exploitations) sont déterminées en multipliant les charges surfaciques (calculées au Chapitre 2 et données aux Tables 2.1 et 2.2) par l'entraxe des nervures ( $L_n$ ).

$$\begin{array}{ll} q_u = 1.35 G + 1.5 Q & q_s = G + Q \\ \bar{q}_u = q_u L_n & \bar{q}_s = q_s L_n \end{array}$$

TABLE 3.1 – Charges linéaires sur les poutrelles à l'ELU et l'ELS

Niveau	(daN/m <sup>2</sup> )				(daN/ml)	
	$G$	$Q$	$q_u$	$q_s$	$\bar{q}_u$	$\bar{q}_s$
1 <sup>er</sup> – 9 <sup>e</sup> étages	528	150	937.8	678	562.68	406.8
Terrasse	442	100	746.7	542	448.02	325.2

##### Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode forfaitaire si sont vérifiées les quatre conditions suivantes :

1. Charge d'exploitation modérée :  $Q \leq \min(2G; 500 \text{ daN/m}^2)$  ;

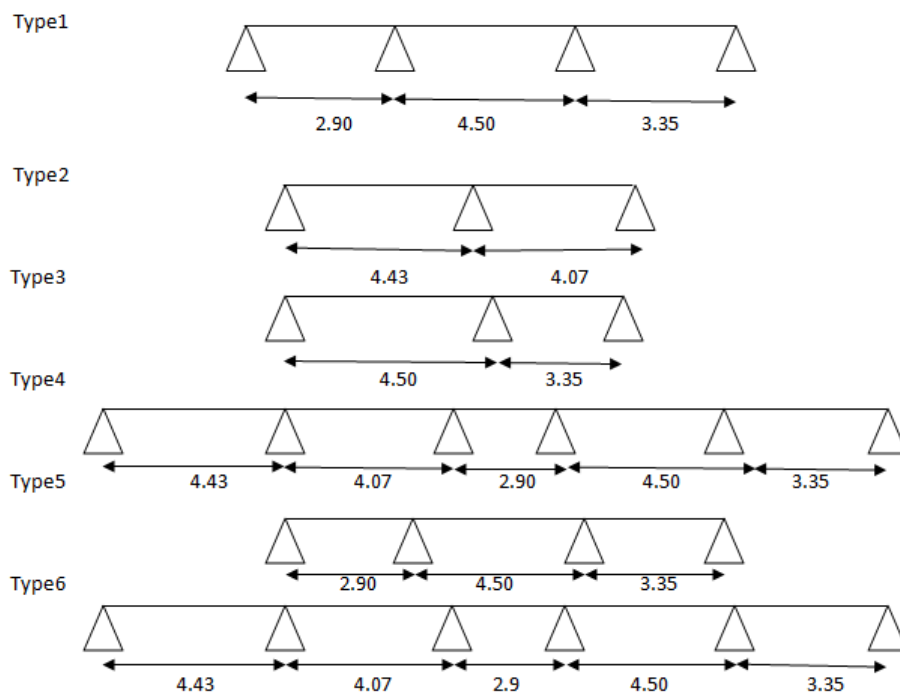


FIGURE 3.2 – Types des poutrelles

2. Rapport entre les portées de deux travées successives compris entre 0.8 et 1.25 ;
3. Moment d'inertie constant sur toutes les travées ;
4. Fissuration peu nuisible.

Dans le cas où au moins l'une des trois dernières n'est pas vérifiée, on peut utiliser la méthode de Caquot « minorée » qui ne diffère de la méthode de Caquot que par le fait que pour le calcul des moments en appuis, les charges permanentes sont réduites à deux tiers de leur valeur.

Les types 1,3,4,5,6 → méthode de Caquot

Et le Type 2 → méthode forfaitaire

type	Moment en travée		Moment en appui		effort tranchant
	ELU	ELS	ELU	ELS	
1	854.741	621.325	-599.165	429.564	1279.13
2	874.00	1053.12	-828.19	-598.76	1291.29
3	520.207	381.536	-810.461	-581.05	1308.34
4	878.296	638.270	969.92	695.414	1288.98
5	688.468	502.139	-468.756	-337.789	-1018.29
6	706.892	515.411	-758.86	-566.187	-1026.37

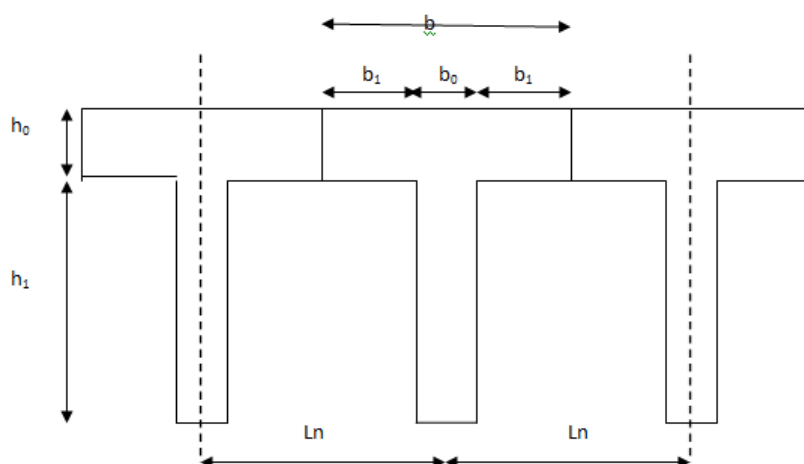


FIGURE 3.3 – Dimensions des poutrelles

### Largeur de la table de compression

Les poutrelles associées à la dalle de compression sont calculées comme des poutres en T. Le BAEL91 limite la largeur de hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement à la plus restrictive des conditions suivantes :

1. La même zone de hourdis ne doit pas être attribuée à deux nervures différentes :

$$b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \quad (3.1)$$

2. la largeur ne doit pas dépasser le dixième de la portée  $L$  d'une travée :

$$b_1 \leq \frac{L}{10} \quad (3.2)$$

3. la largeur ne doit pas dépasser les deux tiers de la distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapproché :

$$b_1 \leq (2/3) x \quad (3.3)$$

Donc

$$b_1 \leq \frac{60 - 12}{2} = 24cm$$

$$b_1 \leq \frac{345}{10} = 60cm$$

$$24 \leq b_1 \leq 32$$

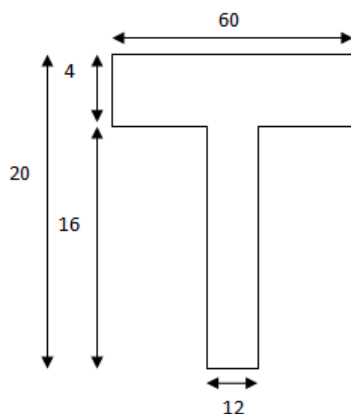


FIGURE 3.4 – Schéma de poutrelle

On prend

$$b_1 = 24 \text{ cm}$$

la largeur de la dalle de compression est donc

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 60 \text{ cm}$$

### 3.1.2 Ferrailage des poutrelles

### 3.1.3 Largeur de la table de compression

D'après le BAEL (A.4.1,3),

La largeur de hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus restrictive des conditions ci-après :

- on ne doit pas attribuer la même zone de hourdis à deux nervures différentes ;
- la largeur en cause ne doit pas dépasser le dixième de la portée d'une travée ;
- la largeur en cause ne doit pas dépasser les deux tiers de la distance de de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapproché.

Les trois conditions précédentes peuvent être résumées par l'inégalité suivante :

$$b \leq \min (l_x; l_y/10; (2/3)x) \quad (3.4)$$

### 3.1.4 calcul de ferrailage

#### ELU

$M_{tab}$  : le moment fléchissant équilibré par la table de compression

Si  $M_{tab} \leq M_{max}$  : la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en T

Si  $M_{tab} \geq M_{max}$  : la zone de comprimé se trouve dans la table de compression et la section en T sera calculé comme une section rectangulaire de dimension ( $b \cdot h$ )

#### En travée

#### vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_{tab} = \sigma_{bc} b h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tab} = 14.2 \times 60 \times 4 \left( 18 - \frac{4}{2} \right) = 54\,528 \text{ N m}$$

$$M_{tab} = 54\,528 \text{ N m} \geq M_{max} = 8740 \text{ N m}$$

Donc la zone de compression se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension ( $b \cdot h$ ) =  $60 \times 20 \text{ cm}^2$

#### Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{max}}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{8740}{14.2 \times 60 \times 18^2} = 0.031 \leq \mu_{AB} = 0.392$$

$A'$  n'existe pas

$$1000\epsilon_s \geq 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

calcul en travée(x-x)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.039$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.984$$

#### Détermination des armatures

$$A = \frac{M_t^{max}}{\sigma_s \beta d} = \frac{8740}{348 \times 0.984 \times 18} = 1.41 \text{ cm}^2$$

#### condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.2 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.2 \times \frac{2.1}{400} \times 60 \times 18 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopter} = \max(A_t; A_{min}) = 2.71 \text{ cm}^2$$

**choix des armatures**

$$3T12/ml=3.39 \text{ cm}^2$$

**en appui**

la section sera calculée comme une section rectangulaire de dimension  $(b_0 * h) = (12 * 20)\text{cm}^2$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{\sigma_{bc} \times b_0 \times d_x^2} = \frac{8281.9}{12 \times 14.2 \times 18^2} = 0.150 \leq \mu_{AB} = 0.392 \quad (3.5)$$

A' n'existe pas

$$1000\epsilon_s \geq 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \quad (3.6)$$

calcul en travée(x-x)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.20$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.920$$

**Détermination des armatures**

$$A = \frac{M_a^{\max}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8281.9}{348 \times 0.920 \times 18} = 1.43 \text{ cm}^2$$

**condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.2 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.2 \times \frac{2.1}{400} \times 12 \times 18 = 0.227 \text{ cm}^2 \quad (3.7)$$

$$A_{\text{adopter}} = \max(A_t; A_{\min}) = 1.43 \text{ cm}^2 \quad (3.8)$$

**choix des armatures**

$$2T12/ml=2.26 \text{ cm}^2$$

**ELS**

comme la fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant  $\sigma_s$

**E.L.S**

section rectangulaire

flexion simple

acier FeE400  $\Rightarrow A' \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de  $\sigma_b$  N'est pas nécessaire

Avec

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

**en travée**

$$\gamma = \frac{8740}{10531.2} = 0.83$$

$$\alpha = 0.039 \leq 0.83 \quad cv$$

**en appui**

$$\gamma = \frac{8281.9}{5987.6} = 1.38$$

$$\alpha = 0.20 \leq 0.44 \quad cv$$

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

**Vérification vis-à-vis l'effort tranchant**

pour des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne .D'après le B.A.E83,la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\delta_b}; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min(3.33; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 * d} = \frac{21912.9}{120 \times 180} = 1.01 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.01 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ad} = 3.33 \text{ MPa}$$

C.V

**Section et écartement des armatures transversales  $A_t$** 

$$\phi_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lmin})$$

$$\phi_t \leq \min(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1) = 0.57 \text{ cm}$$

on prend  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\rightarrow A_t = 2\phi_6 \rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

**Ancrages des barres****contrainte d'adhérence limite**

pour assurer un ancrage correct d'empêcher le glissement de l'armature dans la gaine du béton, il faut limiter la contrainte d'adhérence à la valeur suivante :

$$\tau_{su} = 0,6 \psi^2 f_{fj}$$

$$1 \dots \dots \dots RL \quad (3.9)$$

$$1.5 \dots \dots \dots HA \quad (3.10)$$

$$(3.11)$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 1.8 = 2.43 \text{ MPa}$$

**longueur de scellement droit**

c'est la largeur pour assurer un ancrage droit :

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4 \tau_{su}} = 1 \frac{400}{4 \times 2.43} = 41.15 \text{ cm}$$

**Ancrage des armatures****Rayon de courbe minimal**

$r = 5.5\phi$  pour la barre a haute adhérence FeE400

$$L_1 = 35 - \frac{\phi}{2} - c - r$$

$$L_1 = 35 - 0.5 - 3 - 5.5 = 26 \text{ cm}$$

$$\rightarrow L_1 + 2.56L_3 \geq L_s - 3.92 \cdot 5.5$$

$$\rightarrow L_3 = \frac{(41.15 - 3.82) \times (5.5 - 26)}{2.56} = 2.28$$

**Calcul de l'espacement des armatures transversales**

K=1 (flexion simple)

$$\alpha = 90$$

$$\delta_{t1} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{b_0 \sin \alpha} = \frac{0.57 \times 235}{12 \times 1 \times 0.4} \rightarrow \delta_{t2} \leq 27.90 \text{ cm}$$

D'après le B.A.EL91 :

$$\frac{A_t}{b_0 \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28}}{0.8 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha \cos \alpha)}$$

Donc

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t 0.8 f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.57 \times 0.8 \times 235}{12 \times (0.75 - 0.3 \times 2.1)} \rightarrow \delta_{t1} \leq 74.42 \text{ cm}$$

**conclusion**

$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) \rightarrow \delta_t \leq \min(15; 27.90; 74.42)$   
on prend  $\delta_t = 15$  cm

**Vérification de la flèche (A.B.7.5 bael91)**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left( \frac{M_{txser}}{M_{aser}} \right)$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec L : la portée de la travée entre nus appui

h : la hauteur totale de la section droite

d : la hauteur utile de la section droite

$b_0$  : la largeur de la nervure

$M_{tser}$  : le moment en travée maximal à E.L.S

$M_{aser}$  : le moment en appui maximal à E.L.S

A : la section des armatures tendue

$f_e$  : la limite élastique de l'acier utilisé en (MPa)

**Vérification si le calcul de flèche est nécessaire**

$$\frac{h}{L} \leq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{443} = 0.045 \leq 0.062 \rightarrow C.N.V$$

$$\frac{h}{L} \leq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{443} = 0.045 \geq \frac{1}{10} \frac{10531.2}{5987.6} = 0.175 \rightarrow C.N.V$$

$$\frac{A}{b_0 d} = \frac{2.26}{12 \times 18} = 0.0104 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow C.N.V$$

une des trois conditions n'est pas vérifiée  $\rightarrow$  le calcul de la flèche est nécessaire

**calcul de la flèche (B.6.5, 2p87 BAEL 91 mod.99)**

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta_{ftmax}$$

**calcul des charges**

G : charge permanente après mise en place des cloisons ;  $G = 528 \times 1.00 = 528$  daN/ml

j : charge permanente avant mise en place des cloisons ;  $(G - 100) \times 1.00 = 428 \times 1.00 = 428$  daN/ml

P = charge totale ( $p = G + Q$ ) ;  $p = (528 + 150) \times 1.00 = 678$  daN/ml

Pour

$$b = 0.60m \begin{cases} G = 5280 \times 0,6 = 3168 \text{ N/ml} \\ p = 6780 \times 0,6 = 4068 \text{ N/ml} \\ j = 4280 \times 0,6 = 2568 \text{ N/ml} \end{cases} \quad (3.12)$$

**calcul des moments fléchissant**

$$M_G = 0.71 \frac{G l^2}{8} = 0.71 \frac{3168 \times 4.43^2}{8} = 7771.46 \text{ N m}$$

$$M_p = 0.71 \frac{p l^2}{8} = 0.71 \frac{4068 \times 4.43^2}{8} = 9979.26 \text{ N m}$$

$$M_j = 0.71 \frac{j l^2}{8} = 0.71 \frac{2568 \times 4.43^2}{8} = 6299.59 \text{ N m}$$

**Modules de déformations longitudinaux**

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

**Détermination du centre de gravité**

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b h_0)(h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0)b_0(h - h_0)/2] + \eta A_s c}{(b h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta A_s}$$

$$Y_G = \frac{(60 \times 4)(4/2 + 20 - 4) + [(20 - 4)12(20 - 4)/2] + 15.3 \times 3.39 \times 3}{(60 \times 4) + (20 - 4)12 + 15.3 \times 3.39}$$

$$Y_G = 12.84$$

**Détermination du moment d'inertie**

$$I_g = \frac{b * Y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(Y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - Y_G)^3}{3} + 15 * A_s(d - Y_G)^2$$

$$I_g = \frac{60 \times 12.84^3}{3} - \frac{(60 - 12)(12.84 - 4)^3}{3} + \frac{12(20 - 12.84)^3}{3} + 15 \times 3.39(18 - 12.84)^2$$

$$I_g = 45018.20 \text{ cm}^4$$

**pourcentages des armatures**

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.26}{12 \times 18} = 0.010\}$$

D'après le B.A.E.L 83

$$\rho_1 = \rho \times 100 = 1.5 \Rightarrow \beta_1 = 0.837$$

**calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations**

$$\sigma_s^g = \frac{M_g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{7771.46}{2.26 \times 0.837 \times 18} = 228.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{9979.26}{2.26 \times 0.837 \times 18} = 239.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_j}{A \times \beta_1 \times d_x} = \frac{6299.59}{2.26 \times 0.837 \times 18} = 185.01 \text{ MPa}$$

calcul du  $\mu_g; \mu_p$  et  $\mu_j$

$$\mu_g = 1 - \left[ \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010 \times 228.24 + 2.1} = 0.32$$

$$\mu_p = 1 - \left[ \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010 \times 239.08 + 2.1} = 0.32$$

$$\mu_j = 1 - \left[ \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010 \times 185.01 + 2.1} = 0.386$$

calcul des moments d'inertie fictif ( $I_f$ )

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{[2 + 3 \frac{b_0}{b}] \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{[2 + 3 \frac{12}{60}] 0.010} = 4.038$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{0.02 f_{t28}}{2 + 3 \frac{b_0}{b} \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{2 + 3 \frac{12}{60} \times 0.010} = 1.61$$

$$I_{fi}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 45018.20}{1 + 4.038 \times (0.32)} = 19\,640.0 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 45018.20}{1 + 1.6 \times (0.32)} = 32\,751.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 45018.20}{1 + 4.038 \times (0.32)} = 21\,603.60 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 45018.20}{1 + 4.038 \times (0.386)} = 19\,353.83 \text{ cm}^4$$

calcul des flèches partielles

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 E_i \times I_{fi}^g} = \frac{7771.46 \times 443^2}{10 \times 32164.19 \times 19640} = 0.24 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 E_V \times I_{fv}^g} = \frac{7771.46 \times 443^2}{10 \times 10818.86 \times 32751.33} = 0.43 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \times L^2}{10 E_i \times I_{fi}^j} = \frac{6299.59 \times 443^2}{10 \times 32164.19 \times 19353.83} = 0.19 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 E_i \times I_{fi}^p} = \frac{9979.26 \times 443^2}{10 \times 32164.19 \times 21603.60} = 0.28 \text{ cm}$$

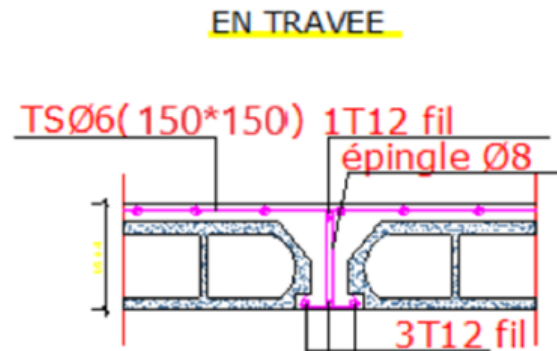


FIGURE 3.5 – ferrailage des poutrelles

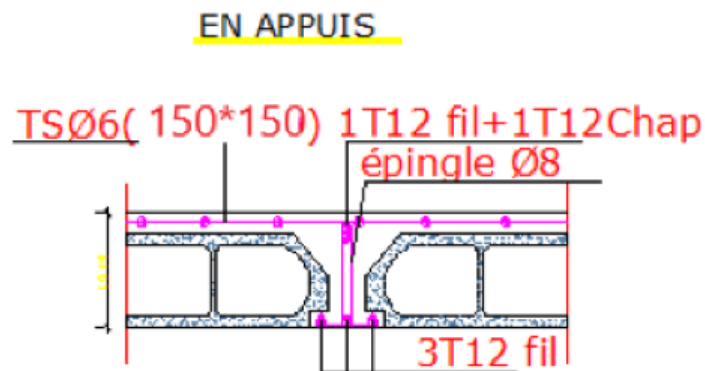


FIGURE 3.6 – ferrailage des poutrelles

**la flèche totale**

$$\delta_{fi} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (0.43 - 0.19) + (0.28 - 0.24) = 0.28 \text{ cm}$$

**la flèche admissible**

$$l = 4.43 \text{ m} \leq 6.20 \text{ m} \rightarrow \delta_{fi, \max} = \frac{l}{500} = \frac{443}{500} = 0.886$$

**3.1.5 conclusion**

$$\Delta_{fi} \leq \Delta_{ft, \max} \rightarrow 0.28 \text{ cm} \leq 0.886 \text{ cm} \rightarrow \text{la flèche n'est pas vérifiée}$$

**Ferrailage de la Dalle de compression**

D'après les règles de BAEL91, l'épaisseur minimale de la dalle de compression est

$$h_{0\min} = 4 \text{ cm}$$

La dalle de compression doit être armée en flexion simple

**Armature perpendiculaires aux nervures  $A_{\perp}$** 

$$L_n = 60 \text{ cm} \rightarrow 50 \text{ cm} \leq l_n \leq 80 \text{ cm}$$

$$\text{on prend } \phi_6 \rightarrow F_e = 520 \text{ Mpa } A_{\perp} = \frac{4 \times 60}{520} = a_{\perp} = 0.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**choix des armatures**

$$5T16 \rightarrow A_2 = 1.41 \text{ cm}^2 \quad (3.13)$$

$$e = 20 \text{ cm} \quad (3.14)$$

$$(3.15)$$

**Armatures parallèle au nerueur  $A_{\parallel}$** **Déterminations des armatures**

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.46}{2} = 0.23 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{choix des armatures}$$

$$5T16 \rightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = 20 \text{ cm}^2$$

**3.1.6 plancher à dalle pleine**

La méthode de calcul dépend du rapport  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  La dalle porte dans un seul sens si  $\rho \leq 0.4$

La dalle porte dans deux sens si  $0.4 \leq \rho \leq 1$

Les dalle de notre structure portent suivant deux direction (voir chapitre II )

$$\phi_{max} \leq \frac{h_d}{10} = \frac{16}{10} \text{ avec } : h_d = 16 \text{ cm}$$

$$\phi_{max} \leq 1.6 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi = 10 \text{ mm}$

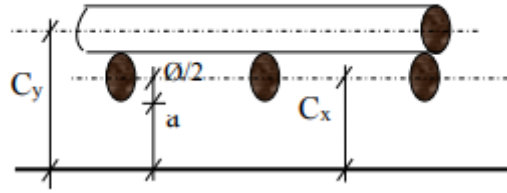


FIGURE 3.7 – l'enrobage

**calcul de l'enrobage[A.7.1 BAEL91]**

la fissuration est considérée comme peu préjudiciable donc  $a = 1 \text{ cm}$

$$C_x = a + \frac{\phi}{2} \quad (3.16)$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \quad (3.17)$$

$$C_x = \left(10 + \frac{10}{2}\right) \text{mm} = 15 \text{ mm} \quad (3.18)$$

$$C_y = \left(10 + 10 + \frac{10}{2}\right) \text{mm} = 25 \text{ mm} \quad (3.19)$$

$$(3.20)$$

hauteur utiles

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1.5 = 14.5 \text{ mm} \quad (3.21)$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2.5 = 13.5 \text{ cm} \quad (3.22)$$

$$(3.23)$$

**Évaluation des charges et combinaison fondamentales**

d'après la descente de charge effectuée dans le chapitre 2 ; on a  
 $G = 647 \text{ daN/m}^2$ ;  $Q = 500 \text{ daN/m}^2$

**combinaisons fondamentales****État limite ultime (E.L.U)**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \quad (3.24)$$

$$q_u = 1.35 * 647 + 1.5 * 500 = 1623.45 \text{ daN/m}^2 \quad (3.25)$$

$$(3.26)$$

pour une bande de 1m de largeur

$$\bar{q}_u = q_u * 1 = 1623.4 \text{ daN/ml}$$

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

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

$$q_{ser} = 1147 \text{ daN/m}^2$$

pour une bande de 1m de largeur

$$\bar{q}_{ser} = q_{ser} \times 1 = 1147 \text{ daN/ml}$$

**calcul des sollicitation****Etat limite ultime(E.L.U)**

$$M_x = \mu_x \times \bar{q}_u \times l_x^2 \quad \text{suivant la direction } L_x$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \quad \text{suivant la direction } L_y$$

**État limite de service(E.L.S)**

$$M_x = \mu_x \times \bar{q}_{ser} \times l_x^2 \quad \text{suivant la direction } L_x$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \quad \text{suivant la direction } L_y$$

avec

$$\mu_x \text{ et } \mu_y = f(\rho, \nu)$$

**coefficient de poisson**

$$\nu = 0 \quad \text{État limite ultime(béton fissuré)} \quad (3.27)$$

$$\nu = 0,2 \quad \text{État limite de service (béton non fissuré)} \quad (3.28)$$

$$(3.29)$$

FIGURE 3.8 – Dimension d'un panneau de dalle

**Mode d'encastrement****Remarque**

pour les calculs des ferrailages de la dalle pleine , on prendre le cas les plus défavorable.c'est-à-dire le plus grand panneau

**calcul les sollicitaion**

$$G = 647 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 500 \text{ daN/m}^2$$

$$L_x = 4.43 \text{ cm}$$

$$L_y = 6.20 \text{ cm}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4.43}{6.20} = 0,72 \geq 0,4 \text{ Donc la dalle travaille suivant deux sens}$$

**E.L.U**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1623.45 \text{ daN/m}^2$$

$$\mu_x = 0,067$$

$$\mu_y = 0,450$$

$$M_x = 2134.62 \text{ daN m/ml}$$

$$M_y = 960.58 \text{ daN m/ml}$$

**E.L.S**

$$q_{ser} = G + Q = 1147 \text{ daN/m}^2$$

$$\mu_x = 0,0731$$

$$\mu_y = 0,5960$$

$$M_x = 1645.46 \text{ daN m/ml}$$

$$M_y = 980.70 \text{ daN m/ml}$$

**Sens X-X****En travée**

ELU	$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 2134.62 = 1814.43 \text{ daN m/ml}$
ELS	$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 1645.46 = 1398.64 \text{ daN m/ml}$

**Appui**

ELU(Gauche)	$M_{ax} - 0.5 \times M_x = -0.5 \times 2134.62 = -1067.31 \text{ daN m/ml}$
ELS(Gauche)	$M_{ax} = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 1645.46 = -822.73 \text{ daN m/ml}$
ELU(Droite)	$M_{ax} - 0.3 \times M_x = -0.3 \times 2134.62 = -640.39 \text{ daN m/ml}$
ELS(Droite)	$M_{ax} = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 1645.46 = -490.35 \text{ daN m/ml}$

**Sens Y-Y****En travée**

ELU	$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0,85 \times 960.58 = 816.49 \text{ daN m/ml}$
ELS	$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 980.70 = 832.59 \text{ daN m/ml}$

**Appui**

ELU(Gauche)	$M_{ax} - 0.5 \times M_x = -0.5 \times 960.58 = -480.29 \text{ daN m/ml}$
ELS(Gauche)	$M_{ax} = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 980.70 = -490.35 \text{ daN m/ml}$
ELU(Droite)	$M_{ax} - 0.3 \times M_x = -0.3 \times 960.58 = -288.17 \text{ daN m/ml}$
ELS(Droite)	$M_{ax} = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 980.70 = -294.21 \text{ daN m/ml}$

**Plancher à dalle pleine****calcul de ferrailage de la dalle pleine**

sens	$M_{appui}$	$M_{travée}$	$M_{appui}$	$M_{travée}$
sens X	1067.3	1814.43	822.73	1398.64
sens Y	490.35	816.49	490.35	1398.64

**Sens X-X**

en travées E.L.U

$$M_{tx} = 1814.43 \text{ daN m/ml} = 18144.3 \text{ N m/ml} \quad (3.30)$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{18144.3}{14.2 \times 100 \times 14.5^2} = 0.061 \leq \mu_{AB} = 0.392 \quad (3.31)$$

$A'$  n'existe pas

$$1000\epsilon_s \geq 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \quad (3.32)$$

calcul en travée(x-x)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.079$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.968$$

**Détermination des armatures**

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{18144.3}{348 \times 0.968 \times 14.5} = 3.71 \text{ cm}^2 \quad (3.33)$$

**condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times h = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 16 = 1.93 \text{ cm}^2 \quad (3.34)$$

$$A_t = \max(A_t; A_{min}) = 1.93 \text{ cm}^2 \quad (3.35)$$

**Espacement maximal des armatures**

$$\text{Ecartement des armatures } \delta \geq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

**choix des armatures**

$$5T10/ml = 3.83 \text{ cm}^2/ml \quad (3.36)$$

$$\rightarrow e = 20 \text{ cm} \quad (3.37)$$

$$(3.38)$$

**E.L.S**

$$M_{tx} = 13986.4 \text{ N m}$$

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{16480.3}{14.2 \times 14.2 \times 18^2} = 0.059 \leq \mu_{AB} = 0.392 \quad (3.39)$$

$A'$  n'existe pas

$$1000\epsilon_s \geq 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \quad (3.40)$$

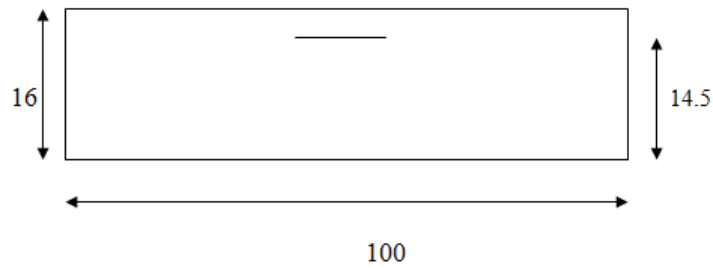


FIGURE 3.9 – en appui

calcul en travée(x-x)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.076$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.969$$

#### Détermination des armatures

$$A = \frac{M_t^{max}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16480.3}{348 \times 0.969 \times 18} = 2.71 \text{ cm}^2 \quad (3.41)$$

#### condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.2 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.2 \times \frac{2.1}{400} \times 60 \times 18 = 1.13 \text{ cm}^2 \quad (3.42)$$

$$A_{adopter} = \max(A_t; A_{min}) = 2.71 \text{ cm}^2 \quad (3.43)$$

#### choix des armatures

$$3T12/ml = 3.39 \text{ cm}^2$$

#### conclusion

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$  Fissuration peut nuisible maintenues  
(aucun vérification pour  $\sigma_s$ ) les armatures calculées à E.L.U seront

#### En appui

#### E.L.U

$$M_{axu} = 10673 \text{ N m}$$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_{axu}}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{10673}{14.2 \times 100 \times 14.5^2} = 0.036 \quad \mu = 0.036 \leq \mu_{AB} = 0.932 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\epsilon_s \geq 1000\epsilon_l \Rightarrow \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

**calcul en appui (X-X)**

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.046$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.978$$

**Détermination des armatures**

$$A_{axu} = \frac{M_{axu}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{10673}{348 \times 0.978 \times 14.5} = 2.16 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité (A.B.7.4 BAEL91)**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_c} \times b \times h = 1.932 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \text{Max}(A_t; A_{min}) \Rightarrow A_t = 1.932 \text{ cm}^2$$

**choix des armatures**

$$5T10 \rightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

**E.L.S**

$$M_{serax} = -8227.3 \text{ N m}$$

flexion simple

section rectangulaire sans acier FeE400

$$0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

avec

$$\gamma = \frac{M_{txu}}{M_{txser}} = \frac{10673}{8227.3} = 1.29$$

$$\frac{1.25-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.395 \geq \alpha = 0.036$$

$$\Rightarrow A' \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b =$$

**conclusion**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \text{ Fissuration peut nuisible maintenues}$$

**Sens Y-Y****En travée****E.L.U**

$$M_{tyu} = 8164.9 \text{ N m}$$

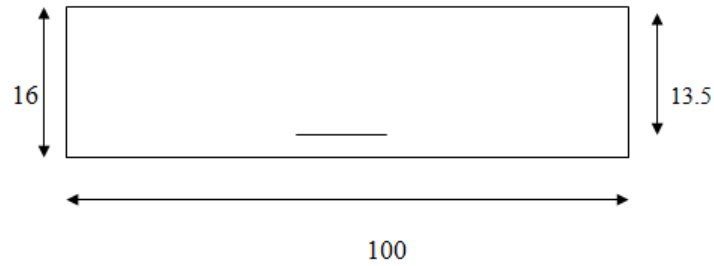


FIGURE 3.10 – en travée

**Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_{axu}}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{8164.9}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.032 \quad \mu = 0.017 \leq \mu_{AB} = 0.932 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\epsilon_s \geq 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \quad (3.44)$$

calcul en travée(Y-Y)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.041$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.984$$

**Détermination des armatures**

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{8164.9}{348 \times 0.984 \times 14.5} = 1.80 \text{ cm}^2 \quad (3.45)$$

**condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times h = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 16 = 1.93 \text{ cm}^2 \quad (3.46)$$

$$A_t = \text{Max}(A_t; A_{min}) \Rightarrow A_t = 1.932 \text{ cm}^2$$

**Espacement maximal des armatures**

$$\text{ecartement des armatures: } \delta \leq \min(4h_d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

**choix des armatures**

$$2T12 \rightarrow A = 2.06 \text{ cm}^2$$

**E.L.S**

$$M_{serax} = 1398.64 \text{ N m}$$

flexion simple

section rectangulaire sans acier FeE400

$$\Rightarrow A' \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b =$$

$$0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

avec

$$\gamma = \frac{M_{txu}}{M_{txser}} = \frac{8164.9}{13986.4} = 0.58$$

$$\frac{1.12-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.04 \geq \alpha = 0.031$$

**conclusion**
 $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$  Fissuration peut nuisible maintenues
(aucun vérification pour  $\sigma_s$ ) les armatures calculées à E.L.U seront**En appuis****E.L.U**

$$M_{ayu} = 4903.5 \text{ N m}$$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_{ayu}}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{4903.5}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.02$$

$$\mu = 0.020 \leq \mu_{AB} = 0.932 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\epsilon_s \geq 1000\epsilon_l \Rightarrow \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

**calcul en appui (y-y)**

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.025$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.990$$

**Détermination des armatures**

$$A_{axu} = \frac{M_{axu}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{4903.5}{348 \times 0.99 \times 13.5} = 1.05 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité (A.B.7.4 BAEL91)**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times h = 1.932 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \text{Max}(A_t; A_{min}) \Rightarrow A_t = 1.932 \text{ cm}^2$$

**choix des armatures**

$$2T12 \rightarrow A = 2.06 \text{ cm}^2$$

$$T12 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

**E.L.S**

$$M_{serax} = 2942.1 \text{ N m}$$

flexion simple

$$\text{section rectangulaire sans acier FeE400} \Rightarrow A' \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b =$$

$$0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

avec

$$\gamma = \frac{M_{tyu}}{M_{tyser}} = \frac{4903.5}{2942.1} = 1.66$$

$$\frac{1.19-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,58 \geq \alpha = 0.02$$

**conclusion**
 $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$  Fissuration peut nuisible maintenues
(aucun vérification pour  $\sigma_s$ ) les armatures calculées à E.L.U seront**Vérification des contraintes de cisaillement** $Tu_{\max}$ 

$$T_{ux} = \frac{\bar{q}_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} \quad (3.47)$$

$$T_{uy} = \frac{\bar{q}_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4} \quad (3.48)$$

$$T_{uy} = \frac{1623.45 \times 4.43}{2} \times \frac{6.20^4}{4.43^4 + 6.20^4} = 2852.38 \text{ daN/ml} \quad (3.49)$$

$$T_{ux} = \frac{1623.45 \times 6.20}{2} \times \frac{4.43^4}{4.43^4 + 6.20^4} = 1040.50 \text{ daN/ml} \quad (3.50)$$

$$(3.51)$$

$$Tu = \max(T_{ux}; T_{uy}) \rightarrow Tu = 2852.38 \text{ daN/ml}$$

**calcul  $\tau_u$** 

$$\tau_u = \frac{T_{u_{\max}}}{b \times d} = \frac{2852.38 \times 10}{(14.5 \times 100) \times 100} = 0.20 \text{ MPa} \quad (3.52)$$

$$\tau_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.00 \text{ MPa} \quad (A.B.6.7, 2P89bael91mod.99) \quad (3.53)$$

les armatures transversales ne sont pas nécessaires  $\rightarrow$ 

$$\tau_u = 0.12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa} \quad (3.54)$$

il n'y a pas de reprise de bétonnage

**Vérification de la flèche (A.B.7.5 bael91)**

$$\frac{h_d}{L_x} \geq \frac{M_{txser}}{20M_{xser}} \quad (3.55)$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad (3.56)$$

$$(3.57)$$

**Vérification si le calcul de flèche est nécessaire**

$$\frac{h_d}{L_x} \leq \frac{M_{txser}}{20M_{xse}} \rightarrow 0.0040 \leq 0.042 \rightarrow C.N.V$$

**calcul de la flèche(B.6.5,2p87 BAEL 91mod.99)**

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta_{ftmax}$$

**calcul des charges**

g : charge permanente après mise en place des cloisons ;  $g = 647 \times 1.00 = 647$  daN/ml

j : charge permanente avant mise en place des cloisons ;  $(g - 100) \times 1.00 = 547 \times 1.00 = 547$  daN/ml

P = charge totale (p=G+Q) ;  $p = (647 + 500) \times 1.00 = 1147$  daN/ml

**calcul des moments fléchissant**

$$M_{tgser} = 0.85 \times M_{txg} = 0.85 \times \mu_x \times g \times L_x^2 = 0.85 \times 0.0731 \times 647 \times 4.43^2 = 821.87 \text{ daN m}$$

$$M_{tpser} = 0.85 \times M_{txg} = 0.85 \times \mu_x \times p \times L_x^2 = 0.85 \times 0.0731 \times 1147 \times 4.43^2 = 1398.64 \text{ daN m}$$

$$M_{tjser} = 0.85 \times M_{txg} = 0.85 \times \mu_x \times g \times L_x^2 = 0.85 \times 0.0731 \times 547 \times 4.43^2 = 667.00 \text{ daN m}$$

**Modules de déformations longitudinaux**

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

**moment d'inertie de la section homogène**

$I_0$  : moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité

**coordonnées de centre de gravité**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \quad (3.58)$$

$$V_1 = \frac{100 \times 16 \times 8 + 15 \times 3.014 \times 14.5}{100 \times 16 + 15 \times 3.14} = 8.19 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 7.80 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times V_1^3}{3} + \frac{b \times V_2^3}{3} + n \times A \times (V_2 - C_x)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 8.19^3}{3} + \frac{100 \times 7.81^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (7.81 - 1.5)^2 = 36\,066.46 \text{ cm}^4$$

**calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations**

$$\rho = 100\rho = 100 \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \frac{3.14}{100 \times 14.5} = 0.216 \rightarrow \beta_1 = 0.925$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_{tgser}}{A \times \beta_1 \times d_x} = \frac{8218.7}{3.14 \times 0.925 \times 14.5} = 195.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{tjser}}{A \times \beta_1 \times d_x} = \frac{6770}{3.14 \times 0.925 \times 14.5} = 160.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_{tpser}}{A \times \beta_1 \times d_x} = \frac{13986.4}{3.14 \times 0.925 \times 14.5} = 332.10 \text{ MPa}$$

**calcul du  $\mu_g$ ;  $\mu_p$  et  $\mu_j$**

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00216 \times 195.15 + 2.1} = 0.029$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00216 \times 160.75 + 2.1} = -0.053$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00216 \times 332.10 + 2.1} = 0.260$$

**calcul des moments d'inertie fictif ( $I_f$ )**

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$\lambda_1 = \frac{0.05 \times f_{c28}}{5 \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.00216} = 9.72$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 9.72 = 3.89$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 36066.46}{1 + 3.89 \times (0.029)} = 35\,651.22 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{gi}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 36066.46}{1 + 9.72 \times (0.029)} = 30\,949.15 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ji}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 36066.46}{1 + 9.72 \times (-0.053)} = 81\,827.21 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{pi}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 36066.46}{1 + 9.72 \times (0.260)} = 11\,247.76 \text{ cm}^4$$

**calcul des flèches partielles**

$$f_{gv} = \frac{M_{tgser} \times L^2}{10E_v \times I_{f_{gv}}} = \frac{8218.7 \times 443^2}{10 \times 10818.86 \times 35651.22} = 0.42 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{tgser} \times L^2}{10E_i \times I_{f_{gi}}} = \frac{8218.7 \times 443^2}{10 \times 10818.86 \times 30949.15} = 0.05 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{tjser} \times L^2}{10E_i \times I_{f_{ji}}} = \frac{6770 \times 443^2}{10 \times 10818.86 \times 81827.21} = 0.05 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{tpser} \times L^2}{10E_i \times I_{f_{pi}}} = \frac{13986.4 \times 443^2}{10 \times 10818.86 \times 11247.76} = 0.76 \text{ cm}$$

**la flèche totale**

$$\delta_{fi} = (f_{gv} - f_{gi}) + (f_{pi} - f_{ji}) = (0.42 - 0.05) + (0.76 - 0.05) = 1.08 \text{ cm}$$

**la flèche admissible**

$$l = 4.43 \text{ m} \leq 6.20 \text{ m} \rightarrow \delta_{fi, \max} = \frac{l}{500} = \frac{443}{500} = 0.886$$

**3.1.7 conclusion**

$$\Delta_{fi} \leq \Delta_{ft, \max} \rightarrow 1.08 \text{ cm} \geq 0.886 \text{ cm} \rightarrow \text{la flèche n'est pas vérifiée}$$

---

# Étude des éléments secondaires

---

## 4.1 Les escaliers

Dans un bâtiment, l'escalier est l'ouvrage qui permet de se déplacer d'un étage à un autre. Il est formé d'une succession de surfaces horizontales ce sont les marches et les paliers de repos.

### 4.1.1 Définitions usuelles

- La marche : partie horizontale sur laquelle l'on pose le pied lorsqu'on utilise l'escalier.
- La contremarche : face verticale reliant deux marches successives.
- Le nez de marche : bord extérieur de la marche qui peut ou non être en saillie par rapport à la contremarche.
- Le palier : plan horizontal plus large que la marche. Il est appelé palier d'arrivée (ou de départ) lorsqu'il se situe au même niveau qu'un étage courant sinon c'est un palier de repos.
- La volée : l'ensemble de marches/contremarches délimité par deux paliers successifs.
- Le giron : distance horizontale mesurée entre deux nez de marche successifs.
- La hauteur de marche : distance verticale séparant les faces supérieures de deux marches successives.

### 4.1.2 Dimensionnement des escaliers

- La hauteur de marche  $h$  des est comprise entre 14 et 18 cm ;
- Le giron  $g$  varie entre 25 et 32 cm ;
- $H$  : hauteur d'un demi-étage ;
- $L$  : projection horizontale de la longueur total du volée ;

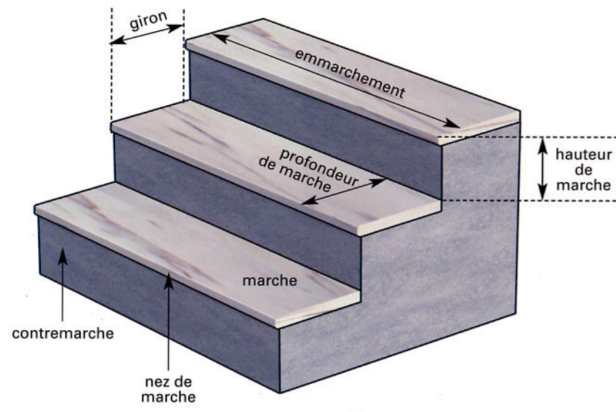


FIGURE 4.1 – Éléments d'un escalier

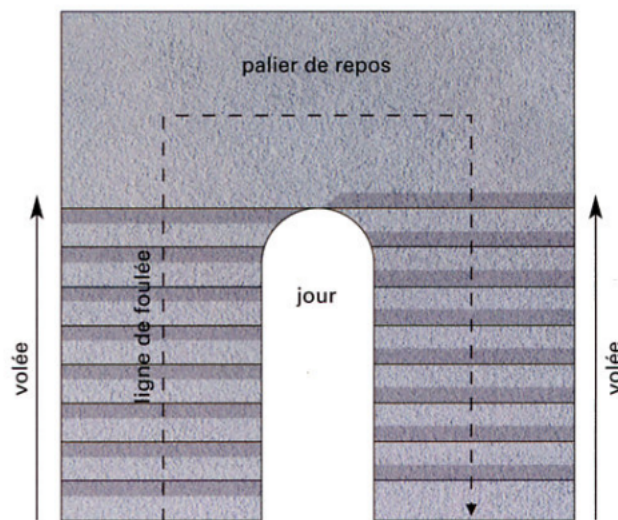


FIGURE 4.2 – Vue en plan d'un escalier

Dans notre projet , nous avons des escaliers à paillasse en béton armé , pour les dimensions des marches (g) et contre marches(h) , on utilise la formule de BLONDEL.

$$58 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm} \quad (4.1)$$

n :nombre de contre marche.

n-1 :nombre de marche.

$$H = \frac{330}{2}$$

H=165cm ,on prend h=16.5cm

### Calcul du nombre de contre marches

$$n = \frac{H}{h} = \frac{165}{16.5} = 10$$

n-1=9(nombre de marches)

### D'autre part

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{252}{9} = \text{cm}$$

$$g = 28 \text{ cm}$$

selon la formule de BLONDEL ; il faut que :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \Rightarrow 59 \leq 2 \times 16.5 + 28 = 62 \leq 66 \text{ condition vérifiée}$$

### angle d'inclinaison

$$\tan \alpha = \frac{165}{252} = 0.65 \Rightarrow \alpha = 33.22$$

### détermination de l'épaisseur de la paillasse et du palier

pour des raisons de sécurité et pour faciliter l'exécution on prend la même épaisseur pour la paillasse et la dalle de palier.

condition de résistance

$$L_{paillasse}/30 \leq e \leq L_{paillasse}/20 \quad (4.2)$$

$$301/30 \leq e \leq 301/20 \quad (4.3)$$

$$10.03 \leq e \leq 15.05 \quad (4.4)$$

$$(4.5)$$

on prend e=15cm

### 4.1.3 a-descente de charges

paliers :

**Charges permanentes**

Couche	Poids en daN/m <sup>2</sup>
Carrelage 2 cm	44
Mortier de pose 2 cm	40
Lit de sable 2 cm	36
Dalle pleine 15 cm	375
Enduit de ciment 1.5 cm	27
<hr/>	
$G_1 = 522 \text{ dan/m}^2$	

**Surcharges d'exploitation :**

$$Q_1 = 250 \text{ dan/m}^2$$

### 4.1.4 combinaison fondamentales

**État limite ultime**

$$q_{1u} = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 522 + 1.5 \times 250) = 1079.7 \text{ daN/m}^2$$

pour une bonde de 1m de largeur

$$\bar{q}_{1u} = 1 \times q_{1u} = 1079.7 \text{ daN/ml}$$

**Etat limite service**

$$q_{1s} = (G + Q) = (522 + 250) = 772 \text{ daN/m}^2$$

pour une bonde de 1m de largeur

$$\bar{q}_{1s} = 1 \times q_{1s} = 772 \text{ daN/ml}$$

### 4.1.5 vollé

**Charges permanentes**

Couche	Poids en daN/m <sup>2</sup>
Carrelage 2 cm	44
Mortier de pose 2 cm	40
Lit de sable 2 cm	36
Revêtement vertical ( $120 \times \frac{h}{g}$ )	70.71
paillasse ( $e \times \frac{2500}{\cos 30.54}$ )	479.94
Enduit de ciment ( $18 \times \frac{1.5}{\cos \alpha}$ )	27
poids des marches ( $2200 \times \frac{h}{2}$ )	181.5
<hr/>	
$G_2 = 882.5 \text{ dan/m}^2$	

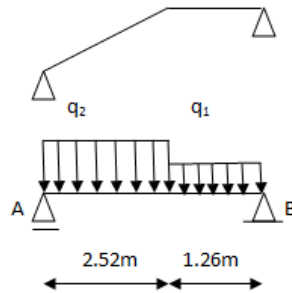


FIGURE 4.3 – Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos

**Surcharges d'exploitation :**

$$Q_2 = 250 \text{ daN/m}^2$$

**4.1.6 combinaison fondamentales****État limite ultime**

$$q_{2u} = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 882.5 + 1.5 \times 250) = 1566.375 \text{ daN/m}^2$$

pour une bonde de 1m de largeur

$$\bar{q}_{2u} = 1 \times q_{2u} = 1566.375 \text{ daN/ml}$$

**Etat limite service**

$$q_{2s} = (G + Q) = (882.5 + 250) = 1132.5 \text{ daN/m}^2$$

pour une bonde de 1m de largeur

$$\bar{q}_{2s} = 1 \times q_{2s} = 1132.5 \text{ daN/ml}$$

**4.1.7 Etat limite ultime (E.L.U)****calcul des réactions**

$$\sum M/B=0 \Rightarrow R_A=2858.247 \text{ daN}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow R_B=2449.44 \text{ daN}$$

**4.1.8 vérification**

$$\sum F_v=0 \Rightarrow R_A+R_B=2858.247+2449.44= \bar{q}_{2u} \times 2.52+\bar{q}_{1u} \times 1.26=5307.687 \text{ daN}$$

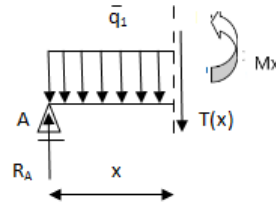


FIGURE 4.4 – section11

#### 4.1.9 détermination des efforts tranchants et moments fléchissant

##### section 1-1

$$0 \leq x \leq 2.52\text{m} :$$

$$T(x) = R_A - \bar{q}_{2u} \times x$$

$$T(x) = 2858.247 - 1566.375 \times x$$

$$M(x) = R_A \bar{q}_{2u} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 2858.247x - 1566.375 \times \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \begin{cases} T(0) = 2858.247\text{daN} \\ M(0) = 0\text{daNm} \end{cases} \quad (4.6)$$

$$x = 2.52 \begin{cases} T(2.52) = -1089.02\text{daN} \\ M(2.52) = 2229.23\text{daNm} \end{cases} \quad (4.7)$$

#### 4.1.10 calcul du moment fléchissant maximum

$$M_{max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow x_m = 1.82\text{m}$$

$$M_{u,max} = M(1.82) = 2607.78\text{daNm}$$

##### moment en appuis

$$M_{a,u} = -0.2M_{u,max} = -521.566\text{daNm}$$

##### moment en travée

$$M_{t,u} = 0.8M_{u,max} = 2086.22\text{daNm}$$

#### 4.1.11 État limite de service (E.L.S)

##### calcul des réactions

$$R_A = 2054.22\text{ daN}$$

$$R_B = 1709.4\text{ daN}$$

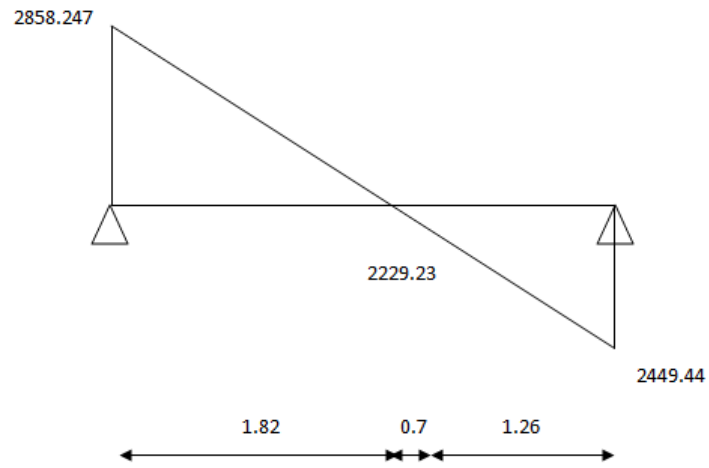


FIGURE 4.5 – T(E.L.U)en[daN]

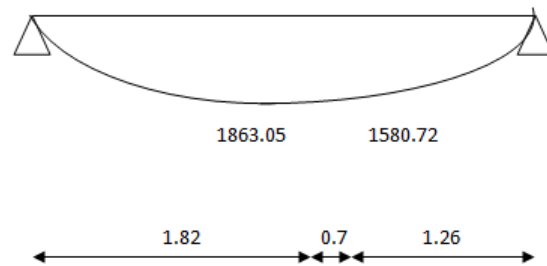


FIGURE 4.6 – M(E.L.U)en[daN.m]

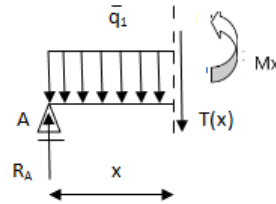


FIGURE 4.7 – section11

#### 4.1.12 vérification

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = \bar{q}_{1s} \times 1.26 + \bar{q}_{2s} \times 2.52 = 3763.62 \text{ daN}$$

#### 4.1.13 détermination des efforts tranchants et moments fléchissant

##### section 1-1

$$0 \leq x \leq 2.52 \text{ m} :$$

$$T(x) = R_A - \bar{q}_{2u} \times x$$

$$T(x) = 2054.22 - 1132.5 \times x$$

$$M(x) = R_A \times x - \bar{q}_{2u} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 2054.22x - 1132.5 \times \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \begin{cases} T(0) = 2054.22 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \text{ daN m} \end{cases} \quad (4.8)$$

$$x = 2.52 \begin{cases} T(2.52) = -799.68 \text{ daN} \\ M(2.52) = 1580.72 \text{ daN m} \end{cases} \quad (4.9)$$

#### 4.1.14 c. calcul du moment fléchissant maximum

$$M_{max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow x_m = 1.81 \text{ m}$$

$$M_{s.max} = M(1.81) = 1863.05 \text{ daN m}$$

##### moment en appuis

$$M_{a.u} = -0.2 M_{s.max} = -372.61 \text{ daN m}$$

##### moment en travée

$$M_{t.s} = 0.8 M_{s.max} = 1490.44 \text{ daN m}$$

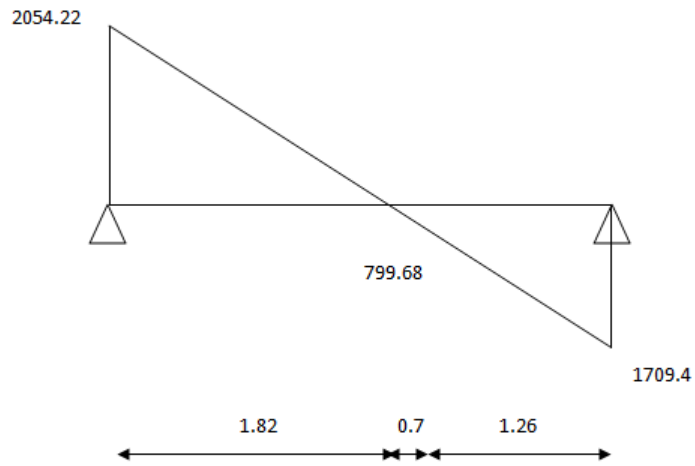


FIGURE 4.8 – T(E.L.S)en[daN]

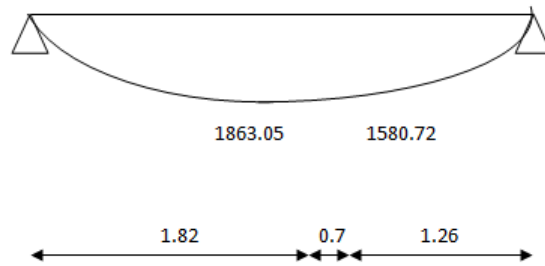


FIGURE 4.9 – M(E.L.S)en[daN.m]

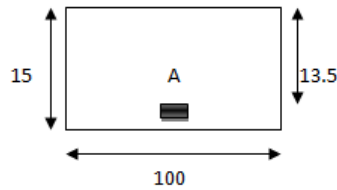


FIGURE 4.10 – section de calcul de la paillasse

#### 4.1.15 calcul de ferrailage

en travée

État limite ultime (E.L.U)

$$M_{tu} = 2086.22 \text{ daN m/ml} = 20\,862.2 \text{ N m/ml} \quad (4.10)$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{20862.2}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.08 \leq \mu_{AB} = 0.392 \quad (4.11)$$

$$1000\epsilon_s \geq 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \quad (4.12)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.104$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.958$$

Détermination des armatures

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{20862.2}{348 \times 0.958 \times 13.5} = 4.64 \text{ cm}^2 \quad (4.13)$$

condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b h = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 13.5 = 1.63 \text{ cm}^2 \quad (4.14)$$

$$A_t = \max(A_t; A_{min}) = 4.64 \text{ cm}^2 \quad (4.15)$$

**choix des armatures**

$$6T10/ml = 4.71 \text{ cm}^2/ml \quad (4.16)$$

$$\rightarrow e = 16 \text{ cm} \quad (4.17)$$

$$(4.18)$$

État limite service (E.L.S) :  $M_{tx} = 5314.7 \text{ N m}$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

avec

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_t} = \frac{2086.22}{1490.44} = 1.39$$

$$\frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \geq \alpha = 0.104$$

**conclusion**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

Fissuration peut

nuisible (aucun vérification pour  $\sigma_s$ )  $\Rightarrow$  les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

**Armatures de répartition**

$$A \geq \frac{A_t}{4} = \frac{4.64}{4} = 1.16 \text{ cm}^2/ml \quad (4.19)$$

**choix des armatures**

$$4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml \quad (4.20)$$

$$e = 25 \text{ cm} \quad (4.21)$$

$$(4.22)$$

**En appui**

État limite ultime E.L.U  $M_{au} = 521.556 \text{ N m}$

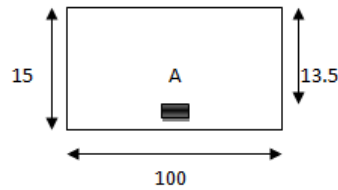


FIGURE 4.11 – section de calcul de la paillasse

**Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_{au}}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{5215.56}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.02 \quad \mu = 0.02 \leq \mu_{AB} = 0.932 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\epsilon_s \geq 1000\epsilon_l \Rightarrow \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.025$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

**Détermination des armatures**

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{5215.56}{348 \times 0.99 \times 13.5} = 1.12 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité (A.B.7.4 BAEL91)**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times h = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \text{Max}(A_t; A_{min}) \Rightarrow A_t = 1.63 \text{ cm}^2$$

**choix des armatures**

$$4T8 \rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$T8 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

État limite service (E.L.s)  $M_{ax} = 5215.56 \text{ N m}$

Flexion simple

Section rectangulaire sans

Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

avec

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_t} = \frac{521.556}{372.61} = 1.39$$

$$\frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \geq \alpha = 0.025$$

**conclusion**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

Fissuration peut

nuisible (aucun)

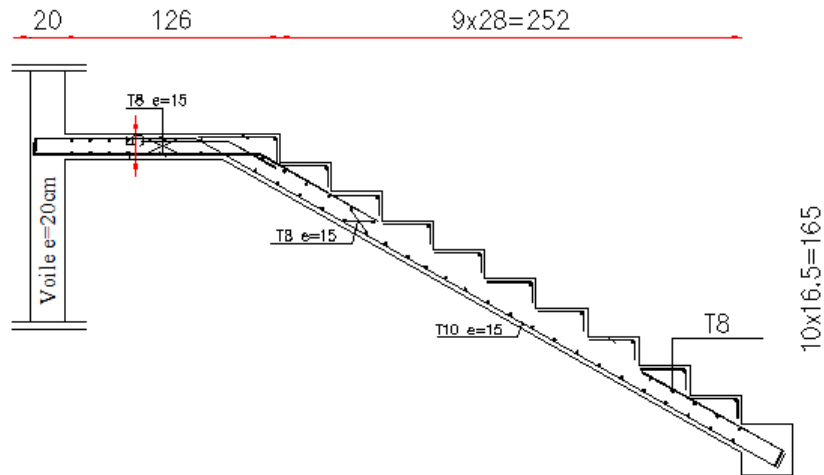


FIGURE 4.12 – ferrailage d'un escalier

vérification pour  $\sigma_s$ ) les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

### Armatures de répartition

$$A \geq \frac{A_a}{4} = \frac{1.63}{4} = 0.407 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (4.23)$$

### choix des armatures

$$4T8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (4.24)$$

$$e = 25 \text{ cm} \quad (4.25)$$

$$(4.26)$$

### Vérification des contraintes de cisaillement

$$T_{u,max} = 2858.247 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u,max}}{b \times d} = \frac{2558.247 \times 10}{(13.5 \times 100) \times 100} = 0.212 \text{ MPa} \quad (4.27)$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \quad (4.28)$$

les armatures transversales ne sont pas nécessaires →

$$\tau_u = 0.212 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \quad (4.29)$$

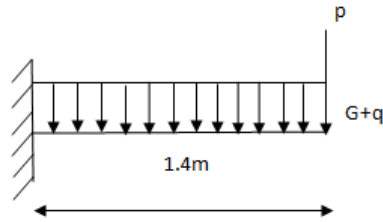


FIGURE 4.13 – schéma statique du balcon

## 4.2 Étude des balcons :

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon , calculé comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente G et une surcharge d'exploitation Q

### 4.2.1 Descente de charge

#### a.charge permanente

Couche	Poids en daN/m <sup>2</sup>
Carrelage 2 cm	44
Mortier de pose 2 cm	40
Lit de sable 2 cm	36
Dalle pleine en BA 15 cm	375
Enduit de ciment 1.5 cm	27

$$G = 522 \text{ daN/m}^2$$

pour une bonde de 1m de largeur

$$\bar{G} = 1 \times G = 522 \text{ daN/ml}$$

calcul de la charge due au poids du mur :

$$P = G_m \cdot h$$

$$\text{Épaisseur du mur : } e = 10 \text{ cm} \Rightarrow G_m = 90 + 2 \times 18 \times 1.5 = 144 \text{ daN/m}^2 \Rightarrow$$

$$\text{Hauteur du mur : } h = 3.3 - 0.3 = 3 \text{ m} \Rightarrow P = 144 \times 3 = 432 \text{ daN/m}^2$$

#### b.Surcharges d'exploitation :

Balcon pour à usage d'habitation

$$Q = 350 \text{ daN/m}^2$$

pour une bonde de 1m de largeur

$$\bar{Q} = 1 \times Q = 350 \text{ daN/ml}$$

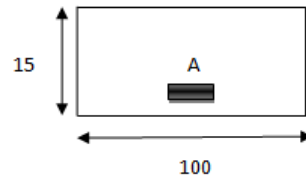


FIGURE 4.14 – section de calcul

Notre balcon n'est pas exposé aux intempéries ; donc la fissuration est considérée comme peu préjudiciable  $\Rightarrow a = 1 \text{ cm}$

$$\phi_{max} \leq \frac{h_d}{10} = \frac{15}{10}$$

$$\phi_{max} \leq 1.5 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi = 10 \text{ mm}$

### calcul de l'enrobage

$$C = a + \frac{\phi}{2} \quad (4.30)$$

$$C = \left(10 + \frac{10}{2}\right) \text{mm} = 15 \text{ mm} \quad (4.31)$$

$$(4.32)$$

hauteur utiles

$$d = h_d - C = 15 - 1.5 = 13.5 \text{ mm} \quad (4.33)$$

$$(4.34)$$

### Moment fléchissant

E.L.U :

$$M_u = (-[1.35G + 1.5Q] \frac{L^2}{2} - 1.35 \times P \times L) \times 1$$

$$M_u = (-[1.35 \times 522 + 1.5 \times 350] \frac{1.4^2}{2} - 1.35 \times 432 \times 1.4) \times 1$$

$$M_u = -2021.586 \text{ daN m}$$

E.L.S :

$$M_s = (-[G + Q] \frac{L^2}{2} - P \times L) \times 1$$

$$M_s = (-[522 + 350] \frac{1.4^2}{2} - 432 \times 1.4) \times 1$$

$$M_s = -1459.36 \text{ daN m}$$

### 4.2.2 calcul de ferrailage

État limite ultime (E.L.U)

$$M_u = 2021.58 \text{ daN m/ml} = 20\,215.8 \text{ N m/ml} \quad (4.35)$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{20215.8}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.078 \leq \mu_{AB} = 0.392 \quad (4.36)$$

$$1000\epsilon_s \geq 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \quad (4.37)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.102$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.959$$

**Détermination des armatures**

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{20215.8}{348 \times 0.959 \times 14.5} = 4.48 \text{ cm}^2 \quad (4.38)$$

**condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times h = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 13.5 = 1.63 \text{ cm}^2 \quad (4.39)$$

$$A_t = \max(A_u; A_{min}) = 4.48 \text{ cm}^2 \quad (4.40)$$

**choix des armatures**

$$4T10/ml = 4.52 \text{ cm}^2/ml \quad (4.41)$$

$$\rightarrow e = 15 \text{ cm} \quad (4.42)$$

$$(4.43)$$

État limite service (E.L.s):

$$M_s = -1459.36 \text{ N m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans

Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

avec

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2021.58}{1459.36} = 1.39$$

$$\frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \geq \alpha = 0.102$$

**conclusion**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

Fissuration peut

nuisible (aucun

vérification pour  $\sigma_s$ ) les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

**Armatures de répartition**

$$A \geq \frac{A_p}{4} = \frac{4.48}{4} = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (4.44)$$

**choix des armatures**

$$4T8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (4.45)$$

$$e = 25 \text{ cm} \quad (4.46)$$

$$(4.47)$$

**b. Calcul des armatures transversales**

$$T_{u.max} = (1.35G + 1.5Q) \times L + 1.35P$$

$$T_{u.max} = (1.35 \times 522 + 1.5 \times 350) \times 1.4 + 1.35 \times 432 \quad T_{u.max} = 2304.78 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u.max}}{b \times d} = \frac{23047.8 \times 10}{(14.5 \times 100) \times 100} = 0.17 \text{ MPa} \quad (4.48)$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible} \quad (B.6.7, 2BAEL91)) \quad (4.49)$$

les armatures transversales ne sont pas nécessaires  $\rightarrow$

$$\tau_u = 0.17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \quad (4.50)$$

il n'y a pas de reprise de bétonnage

**c. Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \quad (4.51)$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad (4.52)$$

$$(4.53)$$

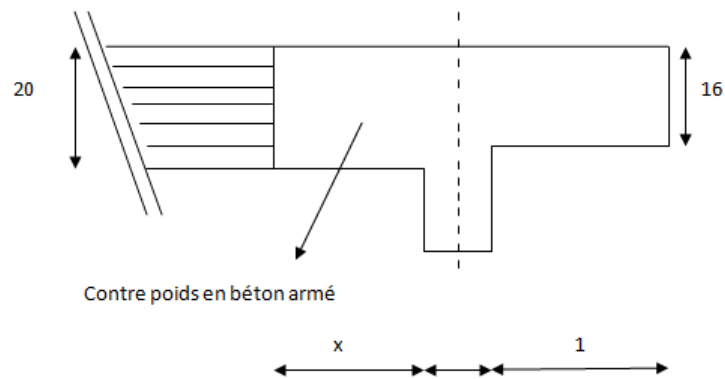


FIGURE 4.15 – Schéma du balcon avec contre poids

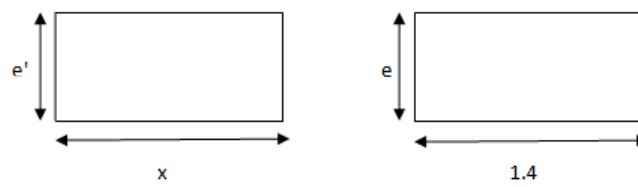


FIGURE 4.16 – Dimension du balcon et du contre poids

#### Vérification si le calcul de flèche est nécessaire

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \rightarrow 0.107 \geq 0.05 \rightarrow C.V$$

$$\rho = \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0.003 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \rightarrow C.V$$

#### 4.2.3 conclusion

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

#### calcul du contre poids

on doit avoir :

$$L \times e \times 1ml = x \times e \times 1ml \quad x = \frac{1.4 \times 0.15}{0.2}$$

$$x = 1.05m$$

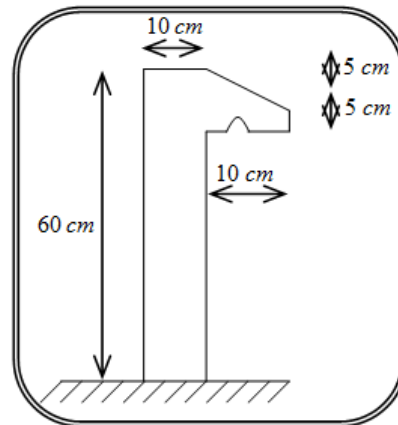


FIGURE 4.17 – Dimension de l'acrotère

## 4.3 Étude de l'acrotère

### 4.3.1 Définition

C'est un élément en béton armé, ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

Il est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse, soumis à son Poids propre (G), à une force latérale  $F_p$  due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

$$S = 0.5 \times 0.1 + 0.1 \times 0.05 + \frac{0.05 \times 0.1}{2} = 0.0575 \text{ m}^2$$

### 4.3.2 Détermination des sollicitations

#### Calcul de centre de gravité

$$d = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

$$d = 27.9 \text{ cm}$$

#### le poids propre

$W_p$  : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = V \times \rho = [0.5 \times 0.1 + 0.1 \times 0.05 + \frac{0.05 \times 0.1}{2}] \times 1 \times 2500$$

$$W_p = 143.75 \text{ daN}$$

#### La force horizontale

$$F_p = 4.A.c_p.W.p$$

avec :

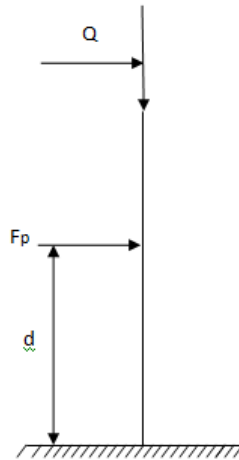


FIGURE 4.18 – schéma statique de l'acrotère

A : Coefficient d'accélération de la zone [R.P.A (version 2003) tableau (6.2.3)]  $c_p$  : Facteur de force horizontale variant (tableau.6.1 du R.P.A99).

pour notre bâtiment, on a :

$A=0.15$  (groupe d'usage 2 ; Zone II.a)

$c_p=0.8$  (élément en console)

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 143.75$

$F_p = 69 \text{ daN}$

### Effort et moment fléchissant

#### combinaison accidentelle

E.L.U :

$$N_u = W_p \implies N_u = 143.75 \text{ daN}$$

$$M_u = F_p \cdot d \implies M_u = 19.25 \text{ daN m}$$

### 4.3.3 Détermination de la section des armatures

le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bonde de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est  $(100 \times 10) \text{ cm}^2$

#### position du point d'application de l'effort normal N

E.L.U

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{19.25}{143.75} = 0.13 \text{ m}$$

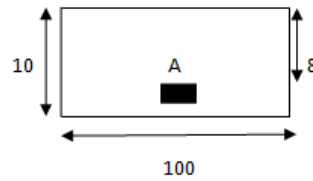


FIGURE 4.19 – Section de calcul

$$e_0 = 0.13 \geq \frac{h}{2} - c'$$

⇒ l'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section donc la section est partiellement comprimée ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs calculé aux armatures tendues

$$M_f = N_u(e_0 + \frac{h}{2} - c') = 143.75 \times (0.13 + \frac{0.1}{2} - 0.02) = 23 \text{ daN m}$$

#### vérification de l'existence des armatures comprimées

E.L.U :

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b b d^2} = \frac{230}{14.2 \times 100 \times 8^2} = 0.003 \leq \mu_{AB} = 0.392 \quad (4.54)$$

⇒ pas d'armature comprimées

$$1000\epsilon_s \geq 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \quad (4.55)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.004$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.998$$

#### Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{M_f}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{230}{348 \times 0.998 \times 8} = 0.08 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (4.56)$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.08 - \frac{1437.5}{100 \times 348} = 0.04 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (4.57)$$

#### calcul des armatures minimales

pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400 , le pourcentage des armatures sera 0.25 pourcent

de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieur à 2.4m , avec un espacement n'excédent pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton [CBA93/B5.3]

$$A_{min} = 0.0025.S = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) = 2.5\text{cm}^2/\text{ml}$$

#### Choix des armatures

$$5T10 \rightarrow A = 3.93\text{cm}^2 : \text{ml } T10 \rightarrow e = 20\text{cm}$$

$$e \leq \min(25; 2 \times 10)\text{cm} \implies \text{condition vérifiée}$$

#### Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98\text{cm}^2 : \text{ml}$$

#### Choix des armatures

$$5T8 \rightarrow A = 2.51\text{cm}^2 : \text{ml } T10 \rightarrow e = 20\text{cm}$$

### 4.3.4 vérification des contraintes de cisaillement

$$T_{u,max} = F_p = 69\text{daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u,max}}{b \times d} = \frac{690 \times 100}{(8 \times 100) \times 100} = 0.009\text{MPa} \quad (4.58)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\sigma_b}; 3\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa} \quad (4.59)$$

les armatures transversales ne sont pas nécessaires  $\rightarrow$

$$\tau_u = 0.009\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \quad (4.60)$$

il n'y a pas de reprise de bétonnage

#### Combinaison fondamentales

##### État limite ultime (E.L.U)

$$N_u = 1.35W_p = 1.35 \times 143.75$$

$$N_u = 194.06\text{daN}$$

$$M_u = 1.5Q.L = 1.5 \times 30 \times 0.5$$

$$M_u = 22.5\text{daN m}$$

##### État limite Servi (E.L.S)

$$N_{ser} = W_p = 143.75\text{daN}$$

$$M_{ser} = Q.L = 30 \times 0.5$$

$$M_{ser} = 15\text{daN m}$$

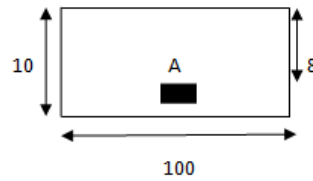


FIGURE 4.20 – Section de calcul

### 4.3.5 Détermination de la section des armatures

le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est  $(100 \times 10)\text{cm}^2$

#### position du point d'application de l'effort normal(N)

##### État limite ultime (E.L.U)

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} + \frac{22.5}{194.06} = 0.12\text{m}$$

$$e_0 = 0.12 \geq \frac{h}{2} - c'$$

⇒ l'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section donc la section est partiellement comprimée ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs calculé aux armatures tendues

$$M_f = N_u(e_0 + \frac{h}{2} - c') = 194.06 \times (0.12 + \frac{0.1}{2} - 0.02) = 29.11\text{daN m}$$

#### vérification de l'existence des armatures comprimées

E.L.U :

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{291.1}{14.2 \times 100 \times 8^2} = 0.003 \leq \mu_{AB} = 0.392 \quad (4.61)$$

⇒ A' n'existe pas

$$1000\epsilon_s \geq 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{ Mpa} \quad (4.62)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.004$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.998$$

#### Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{M_f}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{291.1}{348 \times 0.998 \times 8} = 0.10\text{cm}^2/\text{ml} \quad (4.63)$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.10 - \frac{1940.6}{100 \times 348} = 0.04 \text{cm}^2/\text{ml} \quad (4.64)$$

### calcul des armatures minimales

pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25 pourcent de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieur à 2.4m, avec un espacement n'excédent pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton [CBA93/B5.3]

$$A_{min} = 0.0025.S = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) = 2.5 \text{cm}^2/\text{ml}$$

### Choix des armatures

$$5T10 \rightarrow A = 3.93 \text{cm}^2 : \text{ml } T10 \rightarrow e = 20 \text{cm}$$

$$e \leq \min(25; 2 \times 10) \text{cm} \implies \text{condition vérifiée}$$

### Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{cm}^2 : \text{ml}$$

### Choix des armatures

$$5T8 \rightarrow A = 2.51 \text{cm}^2 : \text{ml } T10 \rightarrow e = 20 \text{cm } T8 \rightarrow e = 20 \text{cm}$$

### État limite de service(E.L.S)

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \frac{15}{143.75} = 0.10 \text{m}$$

$e_0 = 0.10 \geq \frac{h}{2} - c' \implies$  le point d'application d'un effort normal de compression  $N_{ser}$  se trouve en dehors de la section  $\implies$  la section est partiellement comprimée

### Détermination des contraintes

- C : centre de pression (point d'application)
- c : la distance du point C à l'arrête la plus comprimée
- $y_2$  : la distance du point C à l'axe neutre

$$y_1 = y_2 + c$$

N est un effort de compression  $\implies y_2 \geq 0$

C se trouve à l'extérieur de la section  $\implies c$  sera considéré comme négatif

calcul des contraintes :

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

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 10 - \frac{10}{2} = 5 \text{cm} \implies c = -5 \text{cm}$$

$$p = -3 \times (-5)^2 + \frac{90 \times 3.93}{100}(8 + 5)$$

$$p = -29.02$$

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

$$q = -2 \times (-5^3) - \frac{90 \times 3.93}{100}(8 + 5)^2$$

$$q = -347.75$$

$$y_2 \text{ est la solution de l'équation } y_2^3 + p.y_2 + q = 0 \implies y_2^3 - 29.02y_2 - 347.75 = 0$$

Dont la résolution est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \times p^3 = (-347.75)^2 + \frac{4}{27} \times (29.02)^3 = 124550.73 \geq 0$$

$$\Delta \geq 0$$

$$t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$$

$$t = 350.33$$

$$Z = t^{1/3} = 7.05$$

$$y_2 = Z - \frac{p}{3 \times Z} = 7.05 + \frac{29.02}{3 \times 7.05}$$

$$y_2 = 8.42 \text{ cm}$$

$$0 \leq y_1 = y_2 + c = 3.42 \leq 10 \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\text{D'où : } y_1 = 3.42$$

#### calcul du moment statique :

$$s = \frac{b.y_1^2}{2} - 15.A(d - y_1) = \frac{100 \times (3.42)^2}{2} - 15 \times 3.93 \times (8 - 3.42)$$

$$s = 314.83 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_s}{100.s} = \frac{1437.5}{100 \times 314.83} = 0.046$$

$$\sigma_b = k.y_1 = 0.046 \times 3.42 = 0.157 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15k(d - y_1) = 15 \times 0.046(8 - 3.42) = 3.16 \text{ MPa}$$

l'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}.f_e; 110\sqrt{\eta.f_{t28}}\right)$$

Avec :

$$FeE400 \implies \eta = 1.6 \text{ et } f_e = 400$$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 206.63 \text{ MPa}$$

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

#### Conclusion

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 206.63 \text{ Mpa}$$

$\implies$  les armatures calculée en E.L.U sont maintenues

#### 4.3.6 vérification des contraintes de cisaillement

$$T_{u,max} = 1.5F_p = 45 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u,max}}{b \times d} = \frac{450 \times 100}{(8 \times 100) \times 100} = 0.0056 \text{ MPa} \quad (4.65)$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05.f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

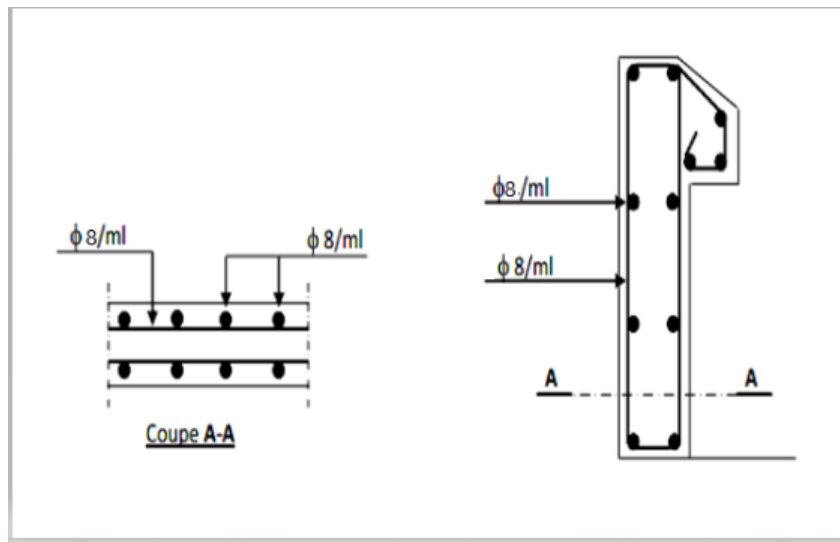


FIGURE 4.21 – ferrailage de l'acrotère

$$\tau_u = 0.0056 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \quad (4.66)$$

il n'y a pas de reprise de bétonnage

→ les armatures transversales ne sont pas nécessaires

# Étude sismique

---

## 5.1 Introduction

Le calcul para-sismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

Les forces d'origine sismique agissant sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur de génie para-sismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages par un comportement essentiellement plastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent, avec une ductilité permettant de limiter les dommages et sans effondrement.

## 5.2 L'action sismique selon le RPA99/2003

L'action sismique telle que définie par le RPA99/2003, est étroitement liée aux conditions suivantes : la *zone sismique* où sera implanté le projet, l'*importance de l'ouvrage*, la *catégorie du site* de fondation ainsi que le *système de contreventement* adopté.

### 5.2.1 La zone sismique

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante notées : Zone 0 (sismicité négligeable), Zone I (sismicité faible), Zones IIa et IIb (sismicité moyenne) et enfin Zone III (sismicité élevée) (voir figure 5.1).

### 5.2.2 L'importance de l'ouvrage

Les ouvrages sont classés selon leur importance dans l'un des quatre groupes suivants :

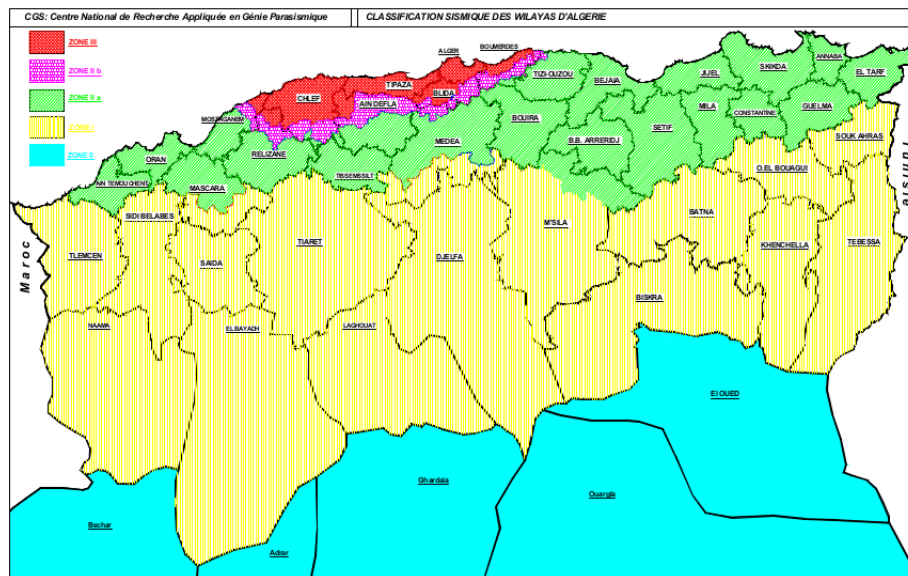


FIGURE 5.1 – Carte de zonage sismique de l'algérie (RPA99/2003)

**Groupe 1A** : ouvrages d'*importance vitale* devant rester opérationnels après un séisme même majeur (hôpitaux, casernes, centres de décision stratégiques, centres de production d'énergie et d'eau potable, ...).

**Groupe 1B** : ouvrages de *grande importance* tels que ceux abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes (et ceux d'intérêts national ou ayant une grande valeur socioculturelle et économique. représentant un risque élevé pour les personnes (bâtiments de grande hauteur, établissements d'enseignement, bibliothèques, mosquées, stades, salles de spectacles, centres commerciaux, ...)

**Groupe 2** : ouvrages courants ou d'*importance moyenne* offrant un risque dit « courant » pour les personnes (habitations, bureaux, locaux à usage commercial, usines, ...)

**Groupe 3** : ouvrages de *faible importance* dont la défaillance ne présente qu'un risque minime pour les personnes ou l'activité économique (constructions agricoles, constructions provisoires, ...).

### 5.2.3 La catégorie du site

En fonction des propriétés mécaniques des sols, les sites sont classés en quatre catégories: S1 (site rocheux), S2 (site ferme), S3 (site meuble) et S4 (site très meuble).

### 5.2.4 Le système de contreventement

Dans le contexte du calcul sismique, le système de contreventement désigne l'ensemble des éléments structuraux dont le rôle principal est de s'opposer aux actions sismiques.

Pour les constructions en béton armé, le RPA99/2003 les classe principalement dans l'un des types suivants :

- portiques auto stables (reprenant la totalité des charges verticales et horizontales)
- voiles porteurs <sup>1</sup>
- Voiles non porteurs
- Système mixte Voiles non porteurs/portiques où les portiques reprennent au moins 25% des charges horizontales.
- noyau central
- ...

### 5.3 Méthodes de calcul sismique selon le RPA99/2003

Suivant le règlement para-sismique algérien, les sollicitations sismiques devront être calculées par la méthode statique équivalente, la méthode modale spectrale ou la méthode dynamique par accélérogramme.

#### 5.3.1 Méthode statique équivalente

C'est une méthode simplifiée où l'action sismique est modélisée par un système de forces statiques équivalent dont la résultante  $V$  est calculé par :

$$V = \frac{ADQ}{R}W \quad (5.1)$$

où

- $A$ : *coefficient d'accélération de zone* dont la valeur est donné sous forme de tableau en fonction de la zone sismique et de l'importance de l'ouvrage.
- $R$ : *coefficient de comportement globale* de la structure. Sa valeur est donnée par un tableau en fonction du système de contreventement.
- $Q$ : *facteur de qualité* dont la valeur initiale est égale à un et augmente à chaque fois que l'un des six critères suivants n'est pas satisfait.

1. Conditions minimales sur les files de contreventement
2. Redondance en plan
3. Régularité en plan
4. Régularité en élévation
5. Contrôle de la qualité des matériaux
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.

Le facteur de qualité est calculé par la formule

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (5.2)$$

---

1. Dans le sens où ils reprennent au moins 20% des charges verticales.

- $P_q$  : pénalité relative au critère  $q$ . Si le critère  $q$  est satisfait  $P_q$  vaut 0 mais s'il ne l'est pas, elle vaut 0.05 sauf pour le sixième critère où elle vaut 0.10.
- $D$  : facteur d'amplification dynamique donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3 \text{ s}}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad (5.3)$$

- $T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site.
- $\eta$  : facteur de correction d'amortissement donné par :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \quad (5.4)$$

- $\xi$  : coefficient d'amortissement en % donné sous forme de tableau en fonction du matériau constitutif, du système de contreventement et de la densité de remplissage en maçonnerie.
- $T$  : période fondamentale de la structure.
- $W$  est le poids totale de la structure. Il comprend la totalité de charges permanentes  $G$  et une fraction  $\beta$  des charges d'exploitation  $Q$

$$W = G + \beta Q \quad (5.5)$$

Ce système de forces devra être appliqué successivement suivant deux directions horizontales orthogonales. Généralement, ces directions correspondent aux deux directions principales de la construction.

### Méthode d'analyse 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.

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

### Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, ORAN est classée dans la 'ZONE IIa', ainsi que notre ouvrage étant un bâtiment classé en 'Groupe 2'. Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères (4.1.2.b) exigés par le RPA99V2003, quand à l'application de la méthode statique équivalente.

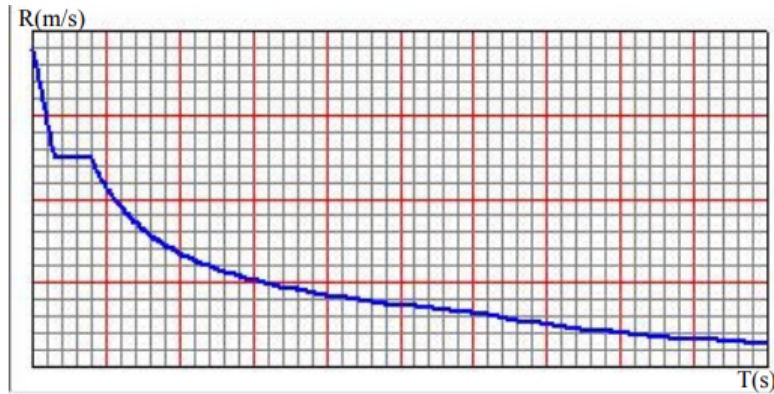


FIGURE 5.2 – Spectre de réponse de calcul

## 5.4 Méthode dynamique modale spectrale

### 5.4.1 Spectre de réponse de calcul

Selon le RPA99V2003 l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$(S_a/g) = \begin{cases} 1.25A \left[ \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \frac{T}{T_1} + 1 \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 1.25A \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 1.25A \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 1.25A \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad (5.6)$$

$A$  : Coefficient d'accélération de zone

$Q$  : Facteur de qualité

$R$  : Coefficient de comportement dynamique

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement

### 5.4.2 Classification du site

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme (Catégorie S2).

### 5.4.3 Modélisation de la structure

Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles).

Notre structure a un parking au niveau du sous-sol, de plus elle présente une architecture (vue en plan) différente d'un niveau à l'autre. Tout cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure
- En respectant l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution suivante.

## 5.5 Interprétation des résultats

### 5.5.1 Les modes propres

#### Vérification de la résultante des forces sismique

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaisons des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V

#### Calcul de la force statique équivalente

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3 \text{ s}}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad (5.7)$$

#### Périodes caractéristiques $T_1$ ; $T_2$ Pour un site type $S_2$

$$T_1 = 0.15 \text{ s} T_2 = 0.4 \text{ s}$$

### 5.5.2 Coefficient de correction d'amortissement $\eta$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,881 (\xi = 7\%)$$

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

### 5.5.3 Période fondamentale (T)

La formule empirique donnant la période fondamentale est donnée par la formule suivante  $T = C_T.(h_n)^{3/4}$

$h_n$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 40.19 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } T = 0,05 \times 40,19^{3/4} = 0.789 \text{ sec}$$

D'autre part :

$$T_x = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{L_x}} \text{ avec } L_x = 21 \text{ m} \rightarrow T_x = 0.789 \text{ s}$$

$$T_y = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{L_y}} \text{ avec } L_y = 20.60 \text{ m} \rightarrow T_y = 0.796 \text{ s}$$

D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs, d'où :

$$T_x = \min(0,789, 0,789) = 0.789 \text{ sec}$$

$$T_y = \min(0,789, 0,796) = 0.789 \text{ sec}$$

On a :

$$T_2 = 0.40 \text{ sec} \leq T_x = 0.789 \text{ sec} \leq 3.0 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0.40 \text{ sec} \leq T_y = 0.789 \text{ sec} \leq 3.0 \text{ sec}$$

Donc :

$$D_x = 2.5\eta(T_2/T_x)^{2/3} \rightarrow D_x = 1,40$$

$$D_y = 2.5\eta(T_2/T_y)^{2/3} \rightarrow D_y = 1,40$$

### Coefficient d'accélération de zone A

Le coefficient d'accélération A est choisit suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas  $A = 0.15$

### Coefficient de comportement R

$$R = 3,5 \text{ voiles porteurs}$$

### Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \Sigma P_q$$

D'où  $P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non.

critère	$P_{qx}$	$P_{qy}$
Condition minimale sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1
	0.25	0.25

Le poids de la structure est donné par logiciel Etabs  $W = 40\,547.7469$  t

Effort tranchant a la base dans le sens X  $V_x^{stat} = A.D.Q.W/R = \frac{0.15 \times 1.40 \times 1.25}{5} \cdot 40547,7469 = 2128.76$  KN  $\rightarrow 0.8V = 1703.00$  KN

Effort tranchant a la base dans le sens Y

$V_y^{stat} = A D Q W / R = \frac{0.15 \times 1.40 \times 1.25}{5} \times 40547,7469 = 2128.76$  KN  $\rightarrow 1703.00$  KN

L'effort tranchant à la base donné par la méthode statique équivalente vaut alors

$$V_x^{stat} = 1703.00 \text{ KN} \quad V_y^{stat} = 1703.00 \text{ KN}$$

L'effort tranchant à la base donnée par la méthode dynamique spectrale :

$$V_x^{dyn} = 4414.1541 \text{ kN} \geq 80\% V_x^{stat} = 1703.00 \text{ KN} \quad C.V$$

$$V_y^{dyn} = 4414.1541 \text{ kN} \geq 80\% V_y^{stat} = 1703.00 \text{ KN} \quad C.V$$

#### Nombre de mode à considérer [RPA 99 version 2003/4.3.4]

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 mode .le nombre minimal de mode K à retenir doit être tel que :  $K \geq 3\sqrt{N} \rightarrow k \geq 10$

#### Vérification de la période [RPA 99 version 2003/4.2.4.4]

La valeur de T calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimé à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{dyn} = 0.972 \text{ s} \leq 1.3 T_{amp}$$

$$T_{amp} = 1.3 \times 0.789 = 1.026 \text{ s} \quad C.V$$

#### Périodes et facteurs de participation modaux

Les périodes propres et les formes propres de la structure proposée sont résumés dans le tableau ci-après :

case	Modale	Priode	UX	UY	$\Sigma UX$	$\Sigma UY$
Modal	1	0,972	0,000006572	0,5166	0,000006572	0,5166
Modal	2	0,657	0,2016	0,0001	0,2016	0,5167
Modal	3	0,58	0,3464	0,0002	0,5481	0,5168
Modal	4	0,214	0,0009	0,1707	0,5489	0,6875
Modal	5	0,201	0,0121	0,0144	0,561	0,702
Modal	6	0,141	0,1927	0,000004448	0,7537	0,702
Modal	7	0,107	0,0022	0,0022	0,7558	0,7042
Modal	8	0,093	0,00004737	0,1059	0,7559	0,8101
Modal	9	0,072	0,0004	0,0002	0,7563	0,8103
Modal	10	0,068	0,1105	0,000003054	0,8668	0,8103
Modal	11	0,059	0,000002115	0,0854	0,8668	0,8957
Modal	12	0,052	0,00001212	0,000009455	0,8668	0,8958
Modal	13	0,045	0,0647	0,000002377	0,9316	0,8958
Modal	14	0,042	0,00001185	0,0532	0,9316	0,9489
Modal	15	0,041	0	0,0036	0,9316	0,9525
Modal	16	0,035	0,0001	0,0027	0,9317	0,9552
Modal	17	0,034	0,0358	0,0002	0,9674	0,9554
Modal	18	0,033	0,0006	0,0248	0,9681	0,9802
Modal	19	0,031	0,0003	0,0004	0,9683	0,9806
Modal	20	0,028	0,0028	0,000001747	0,9711	0,9806

Remarque :

- Le 1<sup>ier</sup> mode représente une translation suivant y
- Le 2<sup>eme</sup> mode représente une translation suivant x
- Le 3<sup>eme</sup> mode représente une torsion
- Les 14 premiers modes suivant y sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90% (selon RPA99/version 2003)
- Les 13 premiers modes suivant x sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90% (selon RPA99/version 2003)

#### 5.5.4 Justification vis-à-vis de l'effet $P\Delta$

Le RPA stipule que dans le cas des bâtiments, l'effet  $P\Delta$  peut être négligé si à chaque niveau, la condition suivante est vérifiée :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10 \quad (5.8)$$

avec :

- $P_k$  : Poids des charges permanentes et d'une fraction des charges d'exploitation, situées au dessus du niveau  $k$  ;
- $\Delta_k$  : déplacement horizontale relatif du niveau  $k$  par rapport au niveau  $k-1$  calculé en multipliant les déplacement élastique par le coefficient de comportement  $R$  ;
- $V_k$  : Effort tranchant au niveau  $k$  ;

—  $h_k$  hauteur de l'étage  $k$ .

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est donné par :

$$\delta_K = R\delta_{eK}$$

$\delta_{eK}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K - 1$  est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

### Justification de l'effet $P_\Delta$

Les effets du 2 ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0.10$$

$P_K$  : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau  $K$

$V_K$  : effort tranchant d'étage au niveau  $K$  ( $V_K = \sum F_i$ )

$\Delta_K$  : déplacement relatif du niveau  $K$  par rapport au niveau  $K - 1$

$h_K$  : hauteur de l'étage  $K$

Si  $0.10 \leq \theta_K \leq 0.20$ , les effets  $P_\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1 ordre par le facteur

$$\frac{1}{1 - \theta_k}$$

Si  $\theta_K \geq 0.20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$\theta \leq 0.1$  donc l'effet  $P_\Delta$  est négligeable

Donc l'effet  $P_\Delta$  est négligeable pour les deux directions

les résultats sont donnés par les tableaux suivants

### Vérification des déplacements latéraux inters étage

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec

$\bar{\Delta} = 0.1h_e$  ou  $h_e$  : représente la hauteur de l'étage

On :  $\Delta_k \leq 1\%h_k$  pour tous les niveaux et pour les deux sens

Donc la justification vis-à-vis des déformations est vérifiée

## 5.6 Modélisation de la structure étudiée

Étant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux, etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis ETABS est utilisé.

### 5.6.1 Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI.etc). De plus, de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

### 5.6.2 Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit

- Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

### 5.6.3 Modélisation de la masse

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$  (RPA99/version 2003) (dans notre cas  $\beta = 0.2$ ) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir  $2.5 \text{ t/m}^3$ . La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées. L'estimation de l'effort sismique est faite par diverses méthodes de calcul qui ont été proposées parmi les quelle on distingue deux méthodes très couramment utilisées.

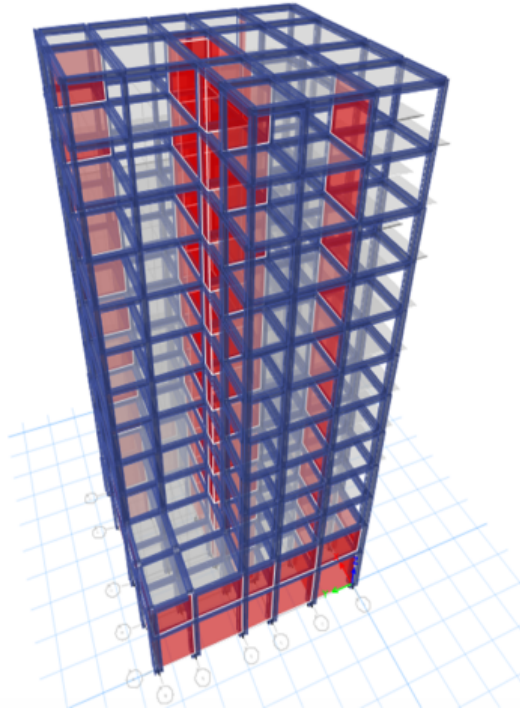


FIGURE 5.3 – bâtiment

— Méthode statique équivalente.

— Méthode dynamique modale spectrale

D'après le tableau ci-dessus  $\Theta \leq 0.1$  l'effet  $p - \Delta$  est négligeable

Donc

l'effet  $p - \Delta$  est négligeable pour les deux directions

### Conclusion

Notre bâtiment est stable.

---

# Étude des portique

---

## 6.1 Introduction

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) et horizontaux (poutres). L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

### 6.1.1 Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitations et

E : Efforts sismiques.

Combinaisons prises en compte

— BAEL 91 : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires :

$$E.L.U \rightarrow 1.35G + 1.5Q$$

$$E.L.S \rightarrow G + P$$

— Combinaisons prises en compte :

$$poteaux \rightarrow \begin{cases} 0.8G + E \\ G + Q + E \end{cases}$$

$$poutres \rightarrow \begin{cases} 0.8G + E \\ G + Q + E \end{cases}$$

Remarque : Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel ETABS.

## 6.2 Étude des poutres

### 6.2.1 Définition :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts.

### 6.2.2 Les armatures longitudinales :

Recommandation du L'RPA99 (version 2003) :

- Armatures minimales: 0.5% B en zone IIa.
- Armatures maximales

$$\begin{cases} 4\%B & \text{en zone courante} \\ 6\%B & \text{en zone de recouvrement} \end{cases} \quad (6.1)$$

- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  zone IIa.

Avec :

B: Section de la poutre.

### 6.2.3 Les armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{tmin} = 0.003 S b$$

Avec :

b: Largeur de la section et

S: L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

Règlement BAEL91 :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b d$$

⇒ Pour les armatures tendues

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Etabs", on obtient les résultats suivants :

### 6.2.4 Tableau.6.1

: tableau récapitulatif des moments fléchissant en(KN.m)et efforts tranchants

Combinaison	<i>E.L.U</i>	<i>E.L.S</i>	<i>S.accidentelle</i>
$M_a$ (daN m)	-41.012	-29.86	20.165
$M_t$ (daN m)	121.4	86.07	86.07
$T$ (kN)	206.16		

### 6.2.5 Les armatures longitudinales

#### Conditions imposées par l'RPA99 (version 2003)

Poutres principal (35 × 45) :

$$A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 45 = 7.875 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires : (30 × 35) :

$$A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Conditions imposées par le BAEL.91 :

Poutres principal (35 × 45)

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 35 \times 40.5 = 1.71 \text{ cm}^2 \quad (6.2)$$

Poutres secondaire (30 × 35)

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 31.5 = 1.14 \text{ cm}^2 \quad (6.3)$$

### 6.2.6 Exemple de calcul :

Poutre principale(35 × 45)

#### 6.2.7 a)En travée

Calcul des armatures longitudinales :

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

$$M_t^u = 121.40 \text{ KN m}$$

— Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b b d^2} = \frac{121400}{14.2 \times 35 \times 40.5^2} = 0.149 \leq \mu_{AB} = 0.392 \quad (6.4)$$

⇒ pas d'armature comprimées

$$1000\epsilon_s \geq 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \quad (6.5)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.203$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.919$$

— Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \beta d} = \frac{121400}{348 \times 0.919 \times 40.5} = 9.37 \text{ cm}^2 \quad (6.6)$$

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

$$M_t^s = 86.07 \text{ KN m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

avec

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{121.4}{86.07} = 1.41$$

$$\frac{1.41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,405 \geq \alpha = 0.203$$

**conclusion**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

Fissuration peut

nuisible (aucun vérification pour  $\sigma_s$ ) ⇒ les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

**Situation accidentelle :**

$$M_t^{acc} = 86.07 \text{ KN m}$$

— Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b b d^2} = \frac{86070}{18.48 \times 35 \times 40.5^2} = 0.081 \leq \mu_{AB} = 0.392 \quad (6.7)$$

⇒ pas d'armature comprimées

$$1000\epsilon_s \geq 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa} \quad (6.8)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.106$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.958$$

— Détermination des armatures :

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \beta d} = \frac{86070}{400 \times 0.958 \times 40.5} = 5.55 \text{ cm}^2 \quad (6.9)$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{acc}, A_{min}) = 9.37 \text{ cm}^2$$

### choix des armatures

$$3\text{T}14+4\text{T}16 \rightarrow A = 10.65 \text{ cm}^2$$

### 6.2.8 b) En appuis :

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

$$M_t^u = -41.012 \text{ KN m}$$

— Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b b d^2} = \frac{41012}{14.2 \times 35 \times 40.5^2} = 0.05 \leq \mu_{AB} = 0.392 \quad (6.10)$$

⇒ pas d'armature comprimées

$$1000\epsilon_s \geq 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \quad (6.11)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.064$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.974$$

— Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \beta d} = \frac{41012}{348 \times 0.974 \times 40.5} = 2.99 \text{ cm}^2 \quad (6.12)$$

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

$$M_t^s = -29.86 \text{ KN m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

avec

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{41.012}{29.86} = 1.37$$

$$\frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \geq \alpha = 0.064$$

**conclusion**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

Fissuration peut

nuisible (aucun vérification pour  $\sigma_s$ )  $\Rightarrow$  les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

**Situation accidentelle :**

$$M_t^{acc} = -20.165 \text{ KN m}$$

— Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b b d^2} = \frac{20165}{18.48 \times 35 \times 40.5^2} = 0.019 \leq \mu_{AB} = 0.392 \quad (6.13)$$

$\Rightarrow$  pas d'armature comprimées

$$1000\epsilon_s \geq 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa} \quad (6.14)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.024$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.990$$

— Détermination des armatures :

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \beta d} = \frac{21165}{400 \times 0.990 \times 40.5} = 1.32 \text{ cm}^2 \quad (6.15)$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{acc}, A_{min}) = 2.99 \text{ cm}^2$$

**choix des armatures**

$$3T14 \rightarrow A = 4.62 \text{ cm}^2$$

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u^{\max} = 206.16 \text{ KN}$$

**Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_u \leq 0.267 a b f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9 d = 0.9 \times 40.5 = 36.45 \text{ cm}$$

$$T_u = 206\,160 \text{ N} \leq 0.267 \times 36.45 \times 35 \times 25 \times 100 = 851\,563.125 \text{ N}$$

⇒ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis

**Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :**

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0.9 d} \right)$$

$$A_L = 9.37 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left( 206160 + \frac{41012}{0.9 \times 40.5} \right) 0.01 = 5.99 \text{ cm}^2$$

**Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne**

Nous avons

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} = \frac{206.160 \times 1000}{(35 \times 40.5) \times 100} = 1.45 \text{ MPa} \quad (6.16)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.02 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}, 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

⇒ Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = 1.45 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (6.17)$$

⇒ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

**Section et écartement des armatures transversales  $A_t$** 

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{t \min}\right)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{45}{35}, \frac{35}{10}, 1.6\right) = 1.28 \text{ cm}$$

On prend

:  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow 4\phi 8 \rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$  (1cadre + 1étrier)

**L'espacement des armatures transversales : Selon BAEL91**

$$\frac{A_t}{b_0 \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj}K}{0.8fe(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (6.18)$$

$K = 1$  (flexion simple)

$\alpha = 90$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t 0.8 fe}{b(\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{35(1.45 - 0.3 \times 2.1)} = 22.41 \text{ cm} \quad (6.19)$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 36.45 \text{ cm} \quad (6.20)$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t fe}{0.4 b_0} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 35} = 57.43 \text{ cm} \quad (6.21)$$

Selon L'RPA99 (version 2003) :

— Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12, \phi\right) = \min\left(\frac{45}{4}, 12, 1.4\right) = 11.25 \text{ cm} \rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm} \quad (6.22)$$

— Zone courante

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm} \quad (6.23)$$

Donc :

$$\delta_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone courante} \quad (6.24)$$

$$\delta_t = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone nodale} \quad (6.25)$$

**Vérification des armatures transversales :**

— Zone nodale :

$$A_{t \min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 \quad (6.26)$$

— Zone courante :

$$A_{t \min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2 \quad (6.27)$$

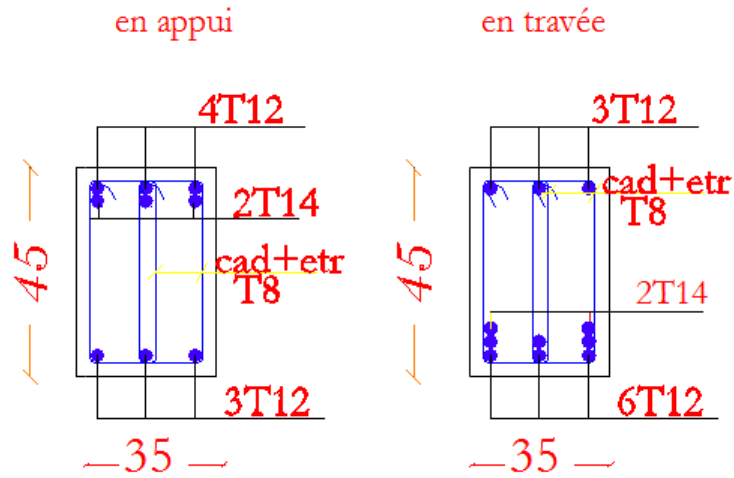


FIGURE 6.1 – Ferrailage en appui et en travée de la poutre principale

**Longueur de recouvrement**

$$L_r = 40\phi_{Lmax} = 40 \times 1.6 = 65 \text{ cm} \quad (6.28)$$

**Remarque**

étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-avant ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage

**6.2.9 Tableau.6.2**

: tableau récapitulatif de ferrailage de bloc

poutres principales	$A_{min}B.A.E.L$	$A_{min}R.P.A$	$A_{cal}$	Barre choisies	$A_{cor}$	$L_r$ cm
Travées[ $cm^2$ ]	1.71	7.875	9.37	6T12+2T14	9.86	56
Appuis[ $cm^2$ ]	1.71	7.875	7.875	2T14+4T12	7.9	64
poutres secondaires						
Travées[ $cm^2$ ]	1.14	5.25	6.22	6T12	6.78	56
Appuis[ $cm^2$ ]	1.14	5.25	8.30	2T16+4T12	8.54	64

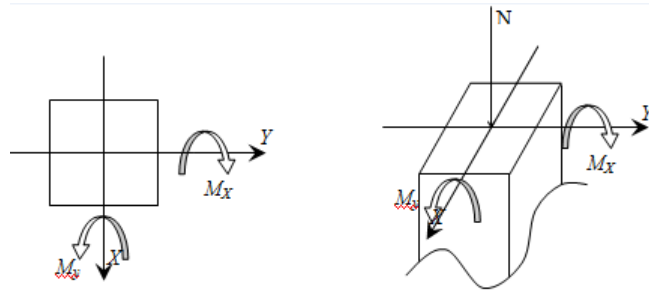


FIGURE 6.2 – Direction des moments et effort normal dans un poteau

## 6.3 Étude des poteaux

### 6.3.1 Définition

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations. Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal ( $N$ ) et du moment fléchissant ( $M$ ) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du L'Etabs :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right. \quad (6.29)$$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{xcorr}}$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{\text{xcorr}}$$

$$M_{\text{x max}} \rightarrow N_{\text{corr}}$$

### 6.3.2 Recommandations du RPA99

#### a. Les armatures longitudinales

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes : Conditions de L'RPA99 (version 2003) : Les armatures longitudinales doivent être à haute adhé-

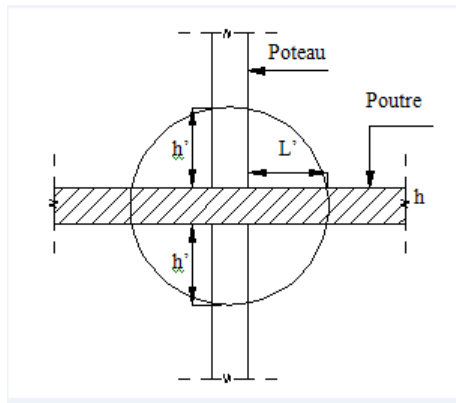


FIGURE 6.3 – La zone nodale

rence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.7% en zone IIa
- Leur pourcentage maximale sera de :
  - 4% en zone courante et
  - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :
  - 40 $\phi$  en zone IIa
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$L' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b, h, 60 \text{ cm}\right)$$

Avec :

- h : Hauteur de la poutre ;
- b et a : Section d'un poteau ;
- $h_e$  : Hauteur libre entre deux étages.

### Conditions de BAEL91

La section  $A_L$  des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes

Pour une section entièrement comprimée :

- $A_L \geq 4 \text{ cm}^2$  par mètre de périmètre

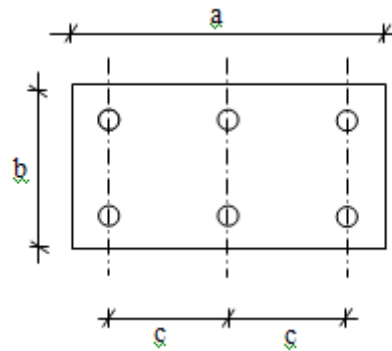


FIGURE 6.4 – Espacement entre les armatures longitudinales

$$— 0.2\%B \leq A_L \leq 5\%B$$

Avec :

B : Section totale du poteau

—  $A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} B$  pour une section entièrement tendue

— Pour les sections rectangulaires, la distance maximale de deux barres voisines doit respecter la condition suivante

$$c \leq \min(b + 10 \text{ cm}, 40 \text{ cm})$$

b : Petite côté du rectangle

### Les armatures transversales

Conditions de RPA99 (version 2003) : Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a T_u}{a f_e}$$

Avec :  $T_u$  : Effort tranchant ;

a : Hauteur totale de la section brute ;

$f_e$  : Limite élastique des armatures transversales et

$\rho_a$  : Coefficient dépend de l'élançement géométrique  $\lambda_g$

$$\rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \text{ avec } \lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g \leq 5$$

— Espacement entre les armatures transversales :  $\delta_t$

Zone nodale

$$\delta_t \leq \min(10\phi_L, 15 \text{ cm}) \text{ zone IIa}$$

Zone courante

$$\delta_t \leq 15\phi_L \text{ zone IIa}$$

— Section minimale des armatures transversales

$$\frac{A_t}{\delta_t b} \text{ en \% est donné comme suit}$$

Si :

$$\lambda_g \geq 5 \longrightarrow 0.4\%$$

$$-\lambda_g \leq 3 \longrightarrow 0.8\%$$

$-3 \leq \lambda_g \leq 5 \longrightarrow$  Interpolation des valeurs limites précédentes avec

$$\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec :

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée et

$L_f$  : Longueur du flambement

Conditions de BAEL91 [B.A.E.L.91/A.8.1.3] :

— Le diamètre des armatures transversales doit être

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{max}$$

— L'espacement des armatures transversales a pour valeur

$$\delta_t = \min(15\phi_{L \min}, 40 \text{ cm}, b + 10 \text{ cm})$$

Avec

b : Plus petite dimension de la section transversale du poteau

$\phi_{L \min}$  : Plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

### 6.3.3 sollicitations de calcul

#### 6.3.4 Exemple de calcul

ferraillage du poteau  $(60 \times 60)\text{cm}^2$

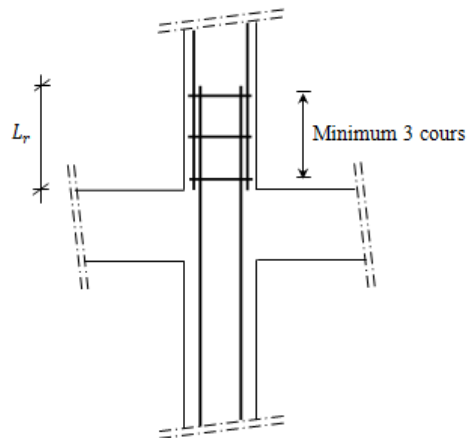


FIGURE 6.5 – Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

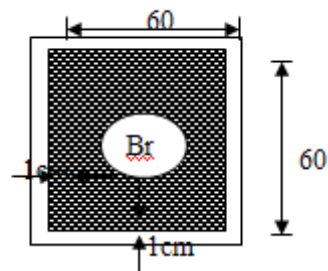


FIGURE 6.6 – Section réduite du béton

### les armatures longitudinales

situation durable et transitoire  
 État limite ultime(1.35G+1.5Q)  
 b=60 cm h=60 cm d=54 cm

première cas :

Les sollicitations prises en compte  
 N=2852.97 KN  
 M=37.98 KN m

### 6.3.5 Calcul suivant l'axe y-y

position du point d'application de l'effort normal N'

$$e = \frac{M}{N} = \frac{37.98}{2852.97} = 1.3 \text{ cm} \leq \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$$

→ l'effort normal de compression se trouve dans la moitié de la hauteur du noyau central

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

$$A'_1 = \frac{N - 100 B \sigma_b}{100 \sigma_2}$$

$$A'_1 = \frac{2852970 - 100 \times 60 \times 60 \times 14.2}{100 \times 348} = -64.9 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

### État limite ultime stabilité de forme(E.L.U.S.F)

$$\lambda \leq \max\left[50, 67 \frac{678e}{h}\right]$$

$$\lambda = 3.46 \frac{L_f}{h} = 3.46 \frac{318.5}{60} = 18,37 \leq \max\left[50, 67 \frac{e}{h}\right]$$

la condition est vérifiée → le calcul se ramené au calcul de la même section en flexion composée sollicitée à :

$$N'_1 = \alpha_1 N$$

$$M'_1 = N'_1 e$$

$$e_1 = e + e_a$$

### Excentricité additionnelle

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{l}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{455}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 1.3 \text{ cm}$$

$$e_1 = e + e_a = 1.3 + 2 = 3.3 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1.05$$

$$N'_1 = 2995.62 \text{ KN}$$

$$M'_1 = 98.86 \text{ KN m}$$

### Position du point d'application de l'effort normal de compression $N'_1$

$$e_1 = \frac{M'_1}{N'_1} = 3.3 \text{ cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

→ L'effort normal de compression  $N'_1$  se trouve à l'intérieure de la section

**Vérification si la section est partiellement comprimée**

$$(0.337 h - 0.81 c_1) \sigma_b b h \leq N'_1 (d - c_1) - M'_1$$

$$(I) = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 6) \times 14.2 \times 60 \times 60 \times 10^{-2} = 7852.032 \text{ KN m}$$

**Moment par rapport aux armatures les moins comprimées**

$$M'_1 = N e$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 3.3 + \left(\frac{60}{2} - 6\right) = 27.3 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 2852.97 \times 27.3 = 778.86 \text{ KN m}$$

$$(II) = 2995.62(54 - 6) \times 10^{-2} - 778.86 = 659.04 \text{ KN m}$$

$$(I) = 7852.032 \text{ KN m} \geq (II) = 659.04 \text{ KN m}$$

→ la section est partiellement comprimée donc le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment

**6.3.6 calcul des armatures en flexion simple****Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b b d^2} = \frac{778860}{14.2 \times 60 \times 54^2} = 0.313$$

$$\mu = 0.313 \geq \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot B ; } \epsilon_b = 3.5\%$$

$$\mu = 0. \leq \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\epsilon_s = 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.486$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.806$$

**Détermination des armatures**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \beta d} = \frac{778860}{348 \times 0.806 \times 54} = 51.42 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \sigma_s} = 51.42 - \frac{2995620}{100 \times 348} = -34.66 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A_{FC1} = 0$$

**6.3.7 situation accidentelle**( $G + Q + E; 0.8G + E$ )1<sup>er</sup> cas

Les sollicitations prises en compte

$$N = 56.75 \text{ KN}$$

$$M_{Z_{\text{corr}}} = 31.74 \text{ KN m}$$

**6.3.8 Calcul suivant l'axe z-z****position du point d'application de l'effort normal N'**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{31.74}{56.75} = 55.92 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible → le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts N étant effort de compression se trouve à l'extérieure de la section → section partiellement comprimés, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif  $M_f = N.e$

**6.3.9 Vérification si la section est partiellement comprimée****Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$M_1 = N e'$$

$$e' = e + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 55.09 + \left(\frac{60}{2} - 6\right) = 79.92 \text{ cm}$$

$$M_1 = 56.75 \times 0.7992 = 45.35 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b b d^2} = \frac{45350}{18.48 \times 60 \times 54^2} = 0.014$$

$$\mu_L = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l)$$

$$1000\epsilon_l = \frac{f_e}{200\gamma_s} = 2 \rightarrow \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\epsilon_l} = 0.636$$

$$\mu_L = 0.379$$

$$\mu = 0.014 \leq \mu_L = 0.379$$

$$\beta_l = 1 - 0.4\alpha_l = 0.746$$

**Détermination des armatures**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \beta d} = \frac{45350}{400 \times 0.746 \times 54} = 2.81 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \sigma_s} = 2.12 - \frac{56750}{100 \times 400} = 1.39 \text{ cm}^2$$

*2<sup>eme</sup> cas*

Les sollicitations prises en compte

$$N = 123.73 \text{ KN}$$

$$M_y = 27.39 \text{ KN m}$$

**position du point d'application de l'effort normal N'**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{27.39}{123.73} = 22.13 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible → le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts N étant effort de compression se trouve à l'extérieure de la section → section partiellement comprimés, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif  $M_f = N.e$

**6.3.10 Vérification si la section est partiellement comprimée****Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$M_1 = N e'$$

$$e' = e + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 22.13 + \left(\frac{60}{2} - 6\right) = 46.13 \text{ cm}$$

$$M_1 = 123.73 \times 0.4613 = 57.07 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b b d^2} = \frac{57070}{18.48 \times 60 \times 54^2} = 0.018$$

$$\mu_L = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l)$$

$$1000\epsilon_l = \frac{f_e}{200\gamma_s} = 2 \rightarrow \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\epsilon_l} = 0.636$$

$$\mu_L = 0.379$$

$$\mu = 0.018 \leq \mu_L = 0.379$$

$$\beta_l = 1 - 0.4\alpha_l = 0.746$$

**Détermination des armatures**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \beta d} = \frac{57070}{400 \times 0.991 \times 54} = 3.54 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \sigma_s} = 2.12 - \frac{123730}{100 \times 400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

3<sup>eme</sup> cas

Les sollicitations prises en compte

$$N_{\min} = -1314.85 \text{ KN}$$

$$M_{ycorr} = -29.58 \text{ KN m}$$

$$M_{zcorr} = -16.52 \text{ KN m}$$

**6.3.11 calcul suivant l'axe y-y**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{29.58}{1314.85} = 2.25 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3.46 \frac{L_f}{h} = 3.46 \frac{318.5}{60} = 18, 37 \leq 50$$

La condition est vérifiée → le calcul se ramène au calcul de la même section en FC

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{29.58}{1314.85} = 2.25 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = 24 \text{ cm}$$

l'effort normal de traction est appliqué entre les armatures → section entièrement tendue

**Remarque**

Section entièrement tendue → le diagramme passe par le pivot A [Demain I] →

$$\epsilon_{s1} = \epsilon_{s2} = 10\% \Rightarrow \sigma_{s1} = \sigma_{s2} = \sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$N = (A_1 + A_2)\sigma_{10}$$

$$N a = A_1 \sigma_{10}(d - \delta' d)$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{N a}{100 \sigma_{10}(d - \delta' d)}$$

$$a = \frac{h}{2} - c - e = 21.75 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{1314850 \times 21.75}{100 \times 400(54 - 6)} = 14.89 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N}{\sigma_{10}} - A_1 = 17.98 \text{ cm}^2$$

### 6.3.12 calcul suivant l'axe z-z

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{16.52}{1314.85} = 1.56 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3.46 \frac{L_f}{h} = 3.46 \frac{318.5}{60} = 18,37 \leq 50$$

La condition est vérifiée  $\rightarrow$  le calcul se ramène au calcul de la même section en FC

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{16.52}{1314.85} = 1.56 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = 24 \text{ cm}$$

l'effort normal de traction est appliqué entre les armatures  $\rightarrow$  section entièrement tendue

#### Remarque

Section entièrement tendue  $\rightarrow$  le diagramme passe par le pivot A [Domain I]  $\rightarrow$

$$\epsilon_{s1} = \epsilon_{s2} = 10\% \Rightarrow \sigma_{s1} = \sigma_{s2} = \sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$N = (A_1 + A_2)\sigma_{10}$$

$$N a = A_1 \sigma_{10}(d - \delta' d)$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{N a}{100\sigma_{10}(d - \delta' d)}$$

$$a = \frac{h}{2} - c - e = 22.44 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{1314850 \times 22.44}{100 \times 400(54 - 6)} = 15.37 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N}{\sigma_{10}} - A_1 = 17.5 \text{ cm}^2$$

### 6.3.13 Armature minimales

#### Vérification de l'effort tranchant

$$T_{\max} = 265.36 \text{ N}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b d} = \frac{256360}{100 \times 60 \times 54 \times 100} = 0.79 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.79 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{c.v}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne du poteau

**Diamètre des armature transversales**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{1.6}{3} = 0.53 \text{ cm}$$

Donc on prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  avec une nuance d'acier FeE400

**Espacement des armatures transversales**

suivant les règles BAEL91

$$\delta_t \leq \min(15\phi_{l \min}, 40 \text{ cm}, b + 10 \text{ cm})$$

$$\delta_t = 18 \text{ cm}$$

D'après les règles RPA99/V2003

— Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min(10\phi_{l \min}, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \quad (6.30)$$

— Zone courante

$$\delta_t \leq 15\phi_{l \min} = \text{cm} \quad (6.31)$$

$$\delta_t = \text{cm}$$

**armatures transversales minimales**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{318.5}{60} = 5.30$$

$$3 \leq \lambda_g = 5.3 \longrightarrow A_{\min} = 0.0055\% b \delta_t = \text{cm}^2$$

**6.3.14 Détermination de la zone nodale**

$$L' = 2 \times 60 = 120 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{he}{6}, b, h, 60 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{410}{6}, 60, 60, 60 \text{ cm}\right) = 68 \text{ cm}$$

Type	Section	$A_{cal}[\text{cm}^2]$	$A_{min}R.P.A[\text{cm}^2]$	Choix	$A_{cor}[\text{cm}^2]$	$L_r \text{ cm}$
1	30 × 30	4.29	7.2	8T12	9.04	70
2	40 × 40	5.22	12.8	6T12+4T14	12.94	80
3	45 × 45	6.52	16.2	4T20+6T12	19.38	80
4	50 × 50	4.54	20	10T16	20.1	80
5	55 × 55	9.88	24.2	6T16+4T20	24.7	80
6	60 × 60	17.98	28.6	4T20+8T16	28.8	80

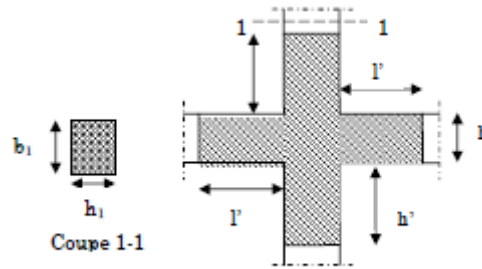


FIGURE 6.7 – zone nodale

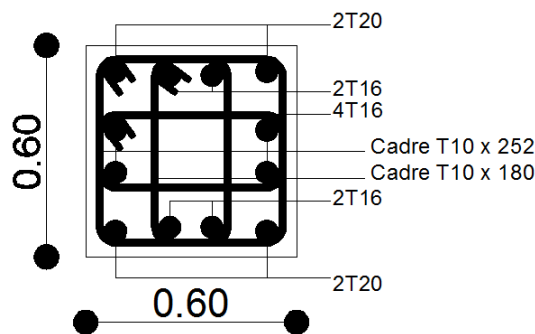


FIGURE 6.8 – ferrailage poteau 60

## 6.4 Étude des voiles

### 6.4.1 Introduction

les voiles sont des éléments en béton armé dont la longueur est au moins 4 fois supérieure à la largeur. Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux grâce à leurs rigidités importantes. Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- voile de contreventement
- voile périphérique

### 6.4.2 Ferrailage des voiles de contreventement

Selon l'article [7.7.4 du RPA 99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.2.41 "CBA933") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le [RPA995(version2003)/7.7.1]
- les voiles de contreventement sont disposés dans deux directions orthogonales. Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on de-

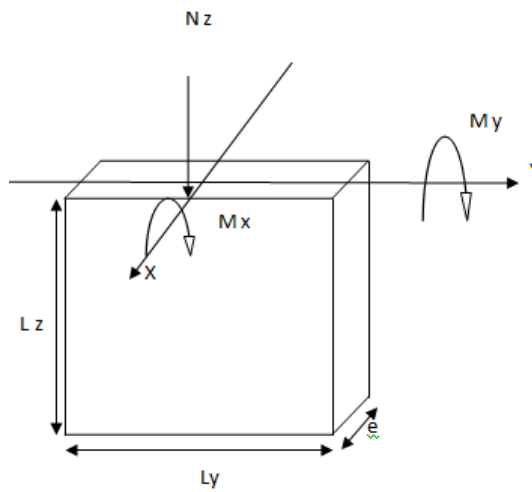


FIGURE 6.9 – Les sollicitations de calcul d'un voile

vra disposer les ferrailages suivantes :  
 Des aciers verticaux  
 Des aciers horizontaux  
 Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'action

$$RPA99/2003/V.5.2 \longrightarrow \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q + E \\ 0.8G + E \end{cases}$$

### Les armatures verticales

les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens ,ils seront calculés en flexion composées avec effort tranchant [RPA99/7.7.4]

#### Sens X-X

$N_z, M_y \rightarrow$  section des armatures verticales à l'extrémité de voile (voir figure .VII.2)

#### Sens Y-Y

$N_z, M_y \Rightarrow$  section des armatures verticales parallèle au

### 6.4.3 condition de RPA995 version 2003

#### Les armatures minimales

— A chacune des extrémités du voile  $\Rightarrow A_v \geq 4HA10$

- En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parements du voiles

$$A_1 = [(L - 2a)e] 0.1\%$$

$$A_2 = (L e 0.15\%) - 2A_v$$

$$A'_v = \max(A_1; A_2)$$

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales , l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures , le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.2% de la section
- si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité ,les barres verticales doivent respecter les condition imposées aux poteaux

### L'espacement des barres verticales

- $S = \min(1.5e; 30 \text{ cm}) \Rightarrow$  en zone courante
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la larguer du voile ,cet espacement doit être au plus égal à 15 cm
- Le diamètre des barres verticales du voile :

$$\phi \leq \frac{L}{10} e$$

#### 6.4.4 Les armatures horizontales

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition avec

- calcul des armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28} K}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec  $K=1$  ,  $\gamma_s = 1$

#### Disposition des armatures

- 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
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 90% la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135% ayant une longueur de  $10\phi$

Dans le cas ou il existe des talons de rigidité,les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit

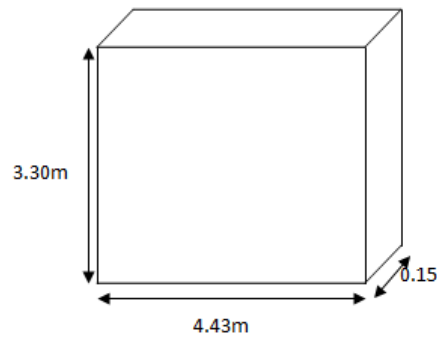


FIGURE 6.10 – Voile le plus défavorable

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à

$40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible

$20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges

#### 6.4.5 Exemple de calcul (voile l'épaisseur 15 cm)

**Vérification au flambement :**

$$\bar{\lambda} = \max[50, \min(\frac{67 e_a}{h}, 100)]$$

$$e_a = \max[2 \text{ cm}, \frac{h - e}{250}] = 2 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda} = \max[50, \min(\frac{67 \times 2}{100}, 100)]$$

$$\bar{\lambda} = 50$$

$$\lambda = L_f \frac{\sqrt{12}}{a}$$

$$L_f = 0.7 \times 330 = 231 \text{ cm}$$

$$\lambda = 231 \frac{\sqrt{12}}{15} = 40.01$$

$\lambda \leq \bar{\lambda} = 50 \rightarrow$  le calcul se fera à la flexion composée

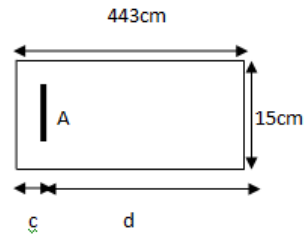


FIGURE 6.11 – Section de calcul

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier "Etabs" les sollicitations maximales sont :

### calcul du ferrailage

sens  $x - x$

$$N_z = 129.2 \text{ KN}$$

$$M_x = 93.83 \text{ kN m}$$

la section de calcul est de dimension :

calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{93.83}{129.2} \times 100 = 72.62 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = \frac{443}{2} - 10 = 211.5 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression se trouve l'intérieur de la section

$$(1) = (0.337 h - 0.81 c_1) \sigma_b b h$$

$$= (0.337 \times 443 - 0.81 \times 10) 18.48 \times 15 \times 443 = 17\,338\,198 \text{ N m}$$

$$(2) = N(d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N\left(e + \frac{h}{2} - c\right) = 129200\left(72.62 + \frac{443}{2} - 10\right)10^{-2}$$

$$M_1 = 3\,670\,830.4 \text{ N m}$$

$$(2) = 129200(398.7 - 10)10^{-2} - 3670830.4 = -36\,206\,630 \text{ N m}$$

$$(1) \geq (2) \Rightarrow S.P.C$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif  $M_1$

**vérification de l'existence de A'**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b b d^2} = \frac{3670830.4}{18.48 \times 15 \times 398.7^2} = 0.083$$

$$\mu_l = 0.379 \geq \mu = 0.1 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.108$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.956$$

**Détermination des armatures**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \beta d} = \frac{3670830.4}{400 \times 0.956 \times 398.7} = 24.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la sollicitation réel

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \sigma_s} = 24.07 - \frac{129200}{100 \times 400} = -2 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A_{FC1} = 0$$

**Armatures minimale**

$$A_{\min} = 0.0015 b h = 0.0015 \times 15 \times 443 = 9.96 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = 9.96 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

**Choix**

$$9T12/\text{mL} \rightarrow A = 10.18 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

**Le choix des armatures**

sens  $x - x$  : les armatures verticales : deux nappes de 9T12/mL

**L'espacement minimal des barres verticales et horizontales**

Selon RPA (version 2003) :

$$S \leq \min(1.5 a; 30 \text{ cm})$$

$$S \leq \min(1.5 \times 15; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}$$

,alors L'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que :  $S \leq 22.5 \text{ cm}$  Donc ,on adoptera un espacement  $S = 20 \text{ cm}$

$$S' = 20/2 = \frac{10}{\text{cm}}$$

### 6.4.6 calcul des armatures transversales

#### 6.4.7 Vérification de l'effort tranchant

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 4.347 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{T_u}{e d} = \frac{1.4 \times 64.6 \times 10^3}{100 \times 15 \times 398.7} = 0.15 \text{ MPa}$$

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

#### Espacement des armatures transversales

$$S \leq \min(1.5 \times 15; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}$$

Donc ,on adoptera un espacement  $S = 20 \text{ cm}$

#### armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 S} \geq \frac{\tau_u - (0.3 f_{t28} K)}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow \text{pas de reprise de bétonnages}$$

$$\frac{A_t}{b_0 S} \geq \frac{\tau_u}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} b_0 S$$

$$A_t \geq \frac{0.15}{0.9 \frac{400}{1}} \times 15 \times 20 = 0.1 \text{ cm}^2$$

#### armatures transversales minimales

$$\frac{A_{t \min}}{b S} \geq \frac{1}{f_e} \min\left[\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right]$$

$$A_{t \min} \geq \frac{b S \tau_u}{f_e 2} \Rightarrow A_{t \min} = 0.056 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{t \text{ cal}}; A_{t \min})$$

$$A_t = \max(0.1 \text{ cm}^2; 0.056 \text{ cm}^2) = 0.1 \text{ cm}^2$$

choix :

$$2\phi 8 \rightarrow A = 0.1 \text{ cm}^2$$

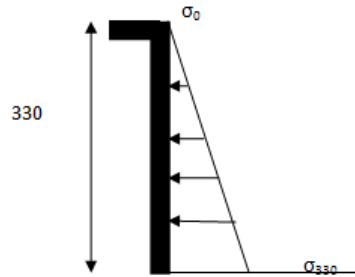


FIGURE 6.12 – Contrainte du voile

## 6.5 Étude du voile périphérique

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées.

Selon le RPA99 /2003, Les ossatures au-dessus de niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur adossé continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% de la section du béton dans les deux sens (horizontal et Vertical).
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

### 6.5.1 Les sollicitations

calcul de la poussée des terres

$$q = K_p \gamma h$$

avec

$K_p$  :Coefficient de poussée  $K_q$  :Coefficient du aux surcharge

h :hauteur du voile

$\gamma$  :masse volumique des terres  $K_p$  :utilisée le tableau de caquot et Kérisel

avec : $\delta = \frac{2}{3}\phi$

$$\phi = 35$$

$$\gamma = 1700 \text{ m}^3$$

$$K_p = 0.247$$

**calcul des contraintes**

$$\sigma_0 = 0$$

$$\sigma_{266} = 0.247 \times 17 \times 3.3 = 13.85 \text{ KN/m}^2$$

On va considérer le voile une dalle qui s'appuie sur 4 coté avec une charge uniformément répartie  $q$

$$q = \frac{13.85 + 0}{2} = 6.925 \text{ KN/m}^2$$

**combinaisons fondamentales**

État limite ultime(E.L.U) :

$$q_u = 1.35 \times 692.5 = 934.875 \text{ daN/m}^2$$

pour une bande de 1 m de largeur :

$$\bar{q}_u = q_u \cdot 1 = 934.875 \text{ daN/m}^2$$

État limite service(E.L.S) :

$$q_s = 692.5 \text{ KN/m}^2$$

pour une bande de 1 m de largeur :

$$\bar{q}_s = q_s \cdot 1 = 692.5 \text{ daN/m}^2$$

**calcul des sollicitation**

État limite ultime(E.L.U) :

$$M_x^u = \mu_x^u q_u L_x^2 \text{ suivant la direction } L_x$$

$$M_y^u = \mu_y^u M_x^u, \text{ suivant la direction } L_y$$

État limite service(E.L.S) :

$$M_x^s = \mu_x^s q_s L_x^2 \text{ suivant la direction } L_x$$

$$M_y^s = \mu_y^s M_x^s, \text{ suivant la direction } L_y$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{330}{465} = 0.71$$

$$\rho = 0.71 \geq 0.4 \Rightarrow \text{la dalle porte suivant deux sens}$$

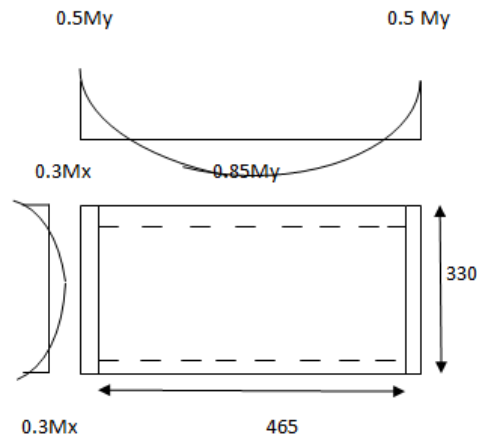


FIGURE 6.13 – panneau de dalle appuie sur 4 coté

**calcul des moments**

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

État limite ultime (E.L.U) :

$$\rho = 0.71$$

$$\mu_x^u = 0.0671 \Rightarrow M_x = 683.13 \text{ daN m}$$

$$\mu_y^u = 0.4471 \Rightarrow M_y = 305.42 \text{ daN m}$$

État limite service (E.L.S) :

$$\rho = 0.71$$

$$\mu_x^s = 0.0731 \Rightarrow M_x = 551.27 \text{ daN m}$$

$$\mu_y^s = 0.5940 \Rightarrow M_y = 327.45 \text{ daN m}$$

Sens x-x

Combinaison	<i>E.L.U</i>	<i>E.L.S</i>
$M_a$ (daN m)	204.939	165.381
$M_t$ (daN m)	512.347	413.452

Sens y-y

Combinaison	<i>E.L.U</i>	<i>E.L.S</i>
$M_a$ (daN m)	152.71	163.725
$M_t$ (daN m)	259.607	278.332

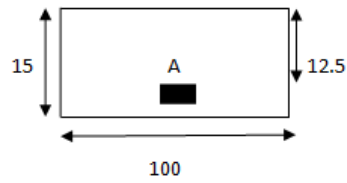


FIGURE 6.14 – Section de calcul en travée(xx)

### 6.5.2 calcul de ferrailage

#### Enrobage

Fissuration préjudiciable  $\rightarrow a = 2$  cm

$$C_x = a + \frac{\phi}{2}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm}$$

En prend  $\phi = 1$  cm

Donc

$$C_x = a + \frac{1}{2} = 2.5 \text{ cm}$$

$$C_y = a + 1 + \frac{1}{2} = 3.5 \text{ cm}$$

$$d_x = h_0 - c_x = 12.5 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - c_y = 11.5 \text{ cm}$$

Le ferrailage en appui et en travée est le meme en va prendre le moment maximal(moment en travée)

#### Sens x-x

État limite ultime(E.L.U) :

$$M_t^u = 512.347 \text{ daN m}$$

**vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b b d_x^2} = \frac{5123.47}{14.2 \times 100 \times 12.5^2} = 0.023$$

$$\mu = 0.023 \leq \mu = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.29$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.95$$

**Détermination des armatures**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \beta d_x} = \frac{5123.47}{348 \times 0.95 \times 12.5} = 1.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Armatures minimale**

$$A_{\min} = 0.0008 b h = 0.0008 \times 15 \times 100 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = 1.2 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

**Espacement maximal des armatures**

L'écartement des armatures :

$$\delta \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

**Choix**

$$5T10/\text{mL} \rightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

État limite service(E.L.S) :

$$M_t^s = 413.452 \text{ daN m}$$

$$D = \frac{15 A}{B} = \frac{15 \times 3.93}{100} = 0.58$$

$$E = 2 D d = 2 \times 0.58 \times 12.5 = 14.5$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.58 + \sqrt{0.58^2 + 14.5} = 3.27 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b Y_1^3}{3} + 15 A (d - Y_1)^2 = 6187.65 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{413.452}{6187.65} = 0.668$$

$$\sigma_b = K Y_1 = 0.668 \times 3.27 = 2.18 \text{ MPa}$$

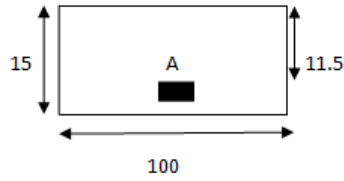


FIGURE 6.15 – Section de calcul en travée(YY)

$$\sigma_s = 15K(d - Y_1) = 92.48 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3f_e; 150\mu) = \min(2/3 \times 400; 150 \times 1.6) = 240 \text{ MPa}$$

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

$$\begin{cases} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases} \text{ Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues} \quad (6.32)$$

État limite ultime(E.L.U) :

$$M_t^u = 259.607 \text{ daN m}$$

**vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b b d_y^2} = \frac{2596.07}{14.2 \times 100 \times 11.5^2} = 0.014$$

$$\mu = 0.014 \leq \mu = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.018$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.992$$

**Sens y-y**

**Détermination des armatures**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \beta d_x} = \frac{2596.07}{348 \times 0.992 \times 11.5} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Armatures minimale**

$$A_{\min} = 0.0008 b h = 0.0008 \times 15 \times 100 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = 1.2 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

**Espacement maximal des armatures**

L'écartement des armatures :

$$\delta \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

**Choix**

$$5T10/mL \rightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/mL$$

État limite service(E.L.S) :

$$M_t^s = 278.332 \text{ daN m}$$

$$D = \frac{15 A}{B} = \frac{15 \times 3.93}{100} = 0.58$$

$$E = 2 D d = 2 \times 0.58 \times 11.5 = 13.34$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.58 + \sqrt{0.58^2 + 13.34} = 3.12 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b Y_1^3}{3} + 15 A (d - Y_1)^2 = 5152.10 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{2783.32}{5152.10} = 0.54$$

$$\sigma_b = K Y_1 = 0.54 \times 3.12 = 1.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K(d - Y_1) = 67.87 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e; 150\mu) = \min(2/3 \times 400; 150 \times 1.6) = 240 \text{ MPa}$$

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

$$\begin{cases} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases} \quad \text{Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues} \quad (6.33)$$

Donc le ferrailage sera deux nappes , T10 espacées de 20 cm pour le ferrailage vertical.

Pour le ferrailage horizontal on adopte deux nappes de T10 espacées de 20 cm

# Étude des fondations

---

## 7.1 Introduction

Les fondations sont les éléments de structure destinées à transmettre au sol résistant, les différentes charges (permanentes, surcharges d'exploitation, surcharges climatiques, sismiques, etc.) en provenance de la superstructure.

Pour les bâtiments courants, on distingue principalement deux types de fondations :

- les fondations superficielles qui par définition ne sollicitent que les couches (de sol) superficielles et peu profondes. Selon leurs dimensions en plan, on distingue les semelles isolées, les semelles filantes et les radiers
- les fondations profondes (pieux) qui reportent les charges à la fois sur les couches profondes et superficielles qu'elles traversent.

## 7.2 Le sol

## 7.3 Calcul des fondations

### 7.3.1 Les sollicitations

Après analyse de la structure par le logiciel Etabs, nous obtenons pour chaque combinaison d'action, la somme des réactions verticales  $N$  et les composantes  $M_x$  et  $M_y$  de la somme des moments par rapport au  $O$  qui coïncide avec l'origine des axes. les valeurs obtenues sont résumées dans le tableau suivant :

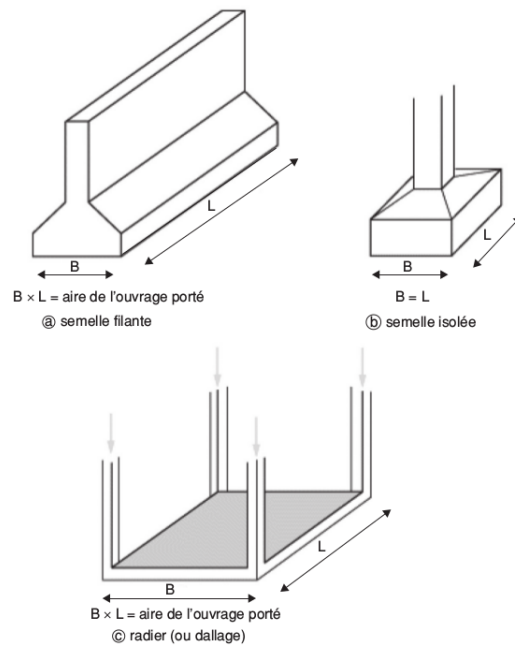


FIGURE 7.1 – Les fondations superficielles

Combinaisons	Réactions		
	$N$ [kN]	$M_x$ [kN m]	$M_y$ [kN m]
$G + Q$	5537.16	1.27	26.39
$1.35 G + 1,5 Q$	7342.1	1.85	37.27
$G + Q + E_x$	1785.99	2.245	39.74
$0.8 G + E_x$	1133.41	1.305	25.76
$G + Q + E_y$	1757.2	15.306	26.78
$0.8 G + E_y$	1101.47	14.36	12.80

TABLE 7.1 – Somme des réactions pour différentes combinaisons d'action

Calculons la surface de fondation  $S$  nécessaire pour supporter la totalité des charges de la superstructure

$$S = \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \quad (7.1)$$

### 7.3.2 Estimation de la surface totale de fondation requise

Connaissant l'effort vertical maximal en provenance de la superstructure et la contrainte

Le poteau le plus sollicité est un poteau carré (  $(70 \times 70)\text{cm}^2$  ) qui doit transmettre à ELU, un effort vertical centrée  $N = 3064.86 \text{ kN}$ .

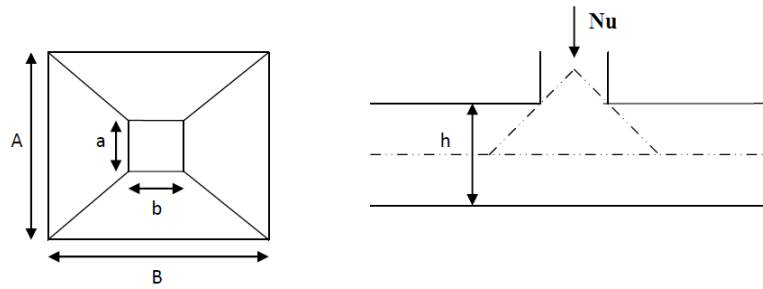


FIGURE 7.2 – Semelle isolée

La semelle sera une semelle carrée de côté  $A$  qui vérifie la relation :

$$\frac{N}{A^2} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{3064,86 \times 10^2}{2}} \approx 350 \text{ cm}^2 \quad (7.2)$$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol

L'entraxe minimal des poteaux étant de 3.5 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

## 7.4 Etude du radier

### 7.4.1 Généralité

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques

- Un mauvais sol
- Charges transmises au sol sont importantes
- Les poteaux rapprochés (petites trames)

On opte pour un radier nervuré afin d'augmenter sa rigidité.

### 7.4.2 L'état limite ultime de résistance

**Situation durable et transitoire**

$$\text{E.L.U} \rightarrow 1,35G + 1,5Q$$

**situation accidentelle**

$$\text{ACC1} \rightarrow G + Q + E$$

$$\text{ACC2} \rightarrow 0,8G + E$$

$$\text{ACC3} \rightarrow 0,8G - E$$

### 7.4.3 L'état limite de service

E.L.S → G+Q

#### pré-dimensionnement du radier

pour des raisons pratiques le radier va déborder de 80 cm de chaque côté

#### Dalle

l'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{l_{\max}}{20}$$

Avec

$L_{\max}$  : longueur maximale entre les axes des poteaux

$$l_{\max} = 6.20 \text{ m} \Rightarrow 0.24 \text{ m} \leq h_1 \leq 0.31 \text{ m} \rightarrow h_1 = 0.25 \text{ m}$$

### 7.4.4 condition de cisaillement

on doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{\tau_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

avec

$$T_u = \frac{ql}{2}; q = \frac{N_u 1ml}{S_{rad}}$$

$$N_u = 73\,530.24 \text{ KN}$$

$$L = 6.20 \text{ m}; b = 1 \text{ m}$$

$$T_u = \frac{ql}{2bd}; q = \frac{N_u L 1ml}{2S_{rad} b(0,9\bar{\tau})} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L 1ml}{2s_{rad} b(0,9\bar{\tau})} = 0.25 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h_2 \geq 25 \text{ cm}$$

### 7.4.5 conclusion

$$h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 30 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 40 \text{ cm}$

### 7.4.6 Nervure

#### condition de la raideur(rigidité)

Pour un radier rigide, il faut que utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante

$$l_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :  $l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

Avec

$L_e$  : la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible)

E : Module de Young

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur  $1m$   $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol.

=largeur de la semelle.

$$k = \begin{cases} 0.5 \text{ kg/cm}^3 \rightarrow \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ kg/cm}^3 \rightarrow \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ kg/cm}^3 \rightarrow \text{Très bon sol} \end{cases} \quad \text{Cours de fondation, master 1 génie civil} \quad (7.3)$$

Dans notre cas on à un sol moyen donc

$$K = 4 \text{ kg/cm}^3 = 4,104 \text{ kN/m}^3$$

$$E = 3,21 \times 10^4 \text{ MPa}$$

On aura :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{2,31 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 6}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0.92 \text{ m}$$

On prend  $h_1 = 1.00 \text{ m}$

#### Condition de coffrage

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{6.20}{10} = 62 \text{ cm}$$

on opte pour  $b = 62 \text{ cm}$

#### condition de la flèche

la hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_2 \leq \frac{l_{\max}}{10}$$

on a :  $L_{\max} = 6.20 \text{ m} \Rightarrow 0.41 \text{ m} \leq h_2 \leq 0.62 \text{ m}$  on prend :  $h_2 = 50 \text{ cm}$

**condition de non poinçonnement**

il faut que :  $N_u \leq 0,045 U_c h f_{c28} \dots \dots (1)$

Avec :  $U_c$  : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier

$h$  : Épaisseur du radier

$$U_c = 2(a_1 + b_1)$$

$$a_1 = a + h$$

$$b_1 = b + h$$

$$U_c = 2(a + b + 2h)$$

l'équation(1) deviendra :

$$N_u \leq 0,045 \cdot 2(40 + 50 + 2h)$$

$N_u$  : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'ELUR pour notre structure  $N_{u\max} = 2428,66$  KN appliqué sur un poteau de section rectangulaire de dimension  $a = 70$  cm et  $b = 70$  cm

$$N_u = 2428,66 = 0,045 \cdot 2 \cdot (0,7 + 0,7 + 2h) \cdot h \cdot 25 \cdot 10^3 \geq 0 \Rightarrow 4500h^2 + 3150h - 2428,66 = 0$$

$$\Rightarrow \geq 0,50 \text{ m}$$

On prend :  $h_3 = 0,6$  m

**Remarque**

pour satisfaire les quatre conditions précédemment , soit  $h_n = 100$  cm

**Conclusion**

Épaisseur de la dalle du radier  $h = 40$  cm

les dimension de la nervure :

$$h_N = 100 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

**Pré dimensionnement des poutres**

On distingue deux types de poutre apparentes :

- poutre principales
- poutre secondaires

Dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,4h$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L - b_0}{2}; \frac{L}{10}\right)$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

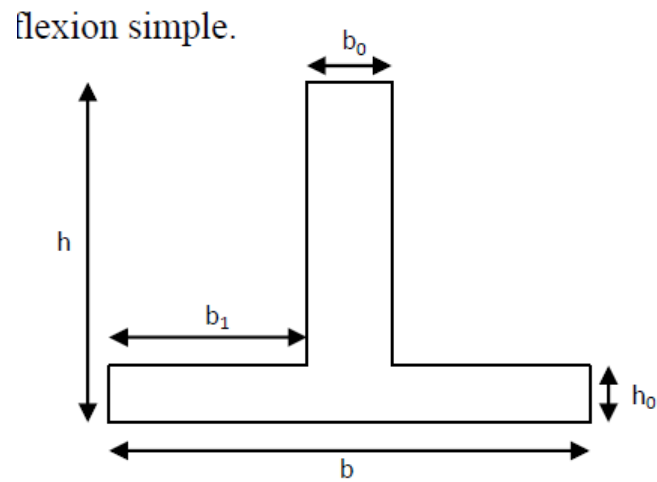


FIGURE 7.3 – dimension de la poutre

	poutre principales	poutre secondaires
$h(\text{cm})$	140	100
$h_0(\text{cm})$	40	30
$b_0(\text{cm})$	14	10
$b_1(\text{cm})$	61	45
$b(\text{cm})$	136	100

#### 7.4.7 Détermination des sollicitations

##### Caractéristique du radier

$$h = 140 \text{ cm}; h_d = 40 \text{ cm}; h_n = 100 \text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier } S = 441 \text{ m}^2$$

##### Moment d'inertie

$$I_{xx} = 16\,206.75 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 16\,206.75 \text{ m}^4$$

##### Centre de gravité du radier

$$x_G = 10.5 \text{ m}$$

$$y_G = 10.5 \text{ m}$$

##### Surcharges d'exploitation $Q_r$

$$Q_r = 2,5 \times S$$

$$Q_r = 2,5 \times 441 \Rightarrow Q_r = 1102.5 \text{ KN}$$

### 7.4.8 Combinaisons d'actions

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

**Situation durable et transitoire**  $(1,35G + 1,5Q) + (1,5Q_r)$

$$N_u^1 = 73\,421.1 \text{ KN}$$

$$N_u = 73\,421,1 + 1102,5 \Rightarrow N_u = 75\,074.85 \text{ KN}$$

$$M_x = 1.85 \text{ KN m}$$

$$M_y = 37.27 \text{ KN m}$$

#### Etat limite service(E.L.S)[ $(G + Q) + (Q_r)$ ]

$$N_s = 53\,371.16 + 1102.5 \Rightarrow N_s = 54\,473.66 \text{ KN}$$

$$M_x = 1.277 \text{ KN m}$$

$$M_y = 26.39 \text{ KN m}$$

#### Vérification des contraintes sous radier

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

avec

$\sigma_{\text{max}}$  et  $\sigma_{\text{min}}$  contrainte maximale et minimale dans les deux extrémités du radier.

N : l'effort normal du aux charges verticales

$S_{\text{rad}}$  : Surface du radier

#### Etat limite Ultime(E.L.U)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I_r} \cdot v$$

$$N_u = 75\,074.85 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = 2 \text{ bar}$$

Suivant l'article de RPA99/V2003

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = \bar{\sigma}_{\text{sol}}^u = 2 \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 4 \text{ bars}$$

**Sens X-X**

$$\begin{aligned}\sigma_{1,2} &= \left[ \frac{75074,85}{441} \pm \frac{1,85}{16206,75} \times 10,5 \right] 10^{-2} \\ \sigma_1 &= 1.70 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \sigma_2 &= 1.70 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \rightarrow \text{condition vérifiée}\end{aligned}$$

**la contrainte moyenne**

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.70 \text{ bars}$$

**Sens Y-Y**

$$\begin{aligned}\sigma_{1,2} &= \left[ \frac{75074,85}{441} \pm \frac{37,27}{16206,75} \times 10,5 \right] 10^{-2} \\ \sigma_1 &= 1.70 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \sigma_2 &= 1.70 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \rightarrow \text{condition vérifiée}\end{aligned}$$

**la contrainte moyenne**

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.70 \text{ bars}$$

**Etat limite Ultime(E.L.S)**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_r} \pm \frac{M_s}{I_r} \cdot v$$

$$N_s = 54\,473.66 \text{ KN}$$

**Sens X-X**

$$\begin{aligned}\sigma_{1,2} &= \left[ \frac{54473,66}{441} \pm \frac{1,27}{16206,75} \times 10,5 \right] 10^{-2} \\ \sigma_1 &= 1.23 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \sigma_2 &= 1.23 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \rightarrow \text{condition vérifiée}\end{aligned}$$

**la contrainte moyenne**

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.23 \text{ bars}$$

**Sens Y-Y**

$$\begin{aligned}\sigma_{1,2} &= \left[ \frac{54473,68}{441} \pm \frac{26,39}{16206,75} \times 10,5 \right] 10^{-2} \\ \sigma_1 &= 1.32 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \sigma_2 &= 1.32 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \rightarrow \text{condition vérifiée}\end{aligned}$$

**la contrainte moyenne**

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.32 \text{ bars}$$

**Situation accidentelle****Sens X-X**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{35390,13}{441} \pm \frac{601,85}{16206,75} \times 10,5 \right] 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.00 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.00 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**la contrainte moyenne**

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.00 \text{ bars}$$

**Sens Y-Y**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{35390,13}{441} \pm \frac{125,27}{16206,75} \times 10,5 \right] 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.00 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.00 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**la contrainte moyenne**

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.00 \text{ bars}$$

**vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement**

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas

$$p \geq 1,5 S \gamma Z$$

Avec :

p : poids du bâtiment

S : surface d'assise

Z : l'ancrage

$\gamma$  : poids volumique de l'eau (1 t/m<sup>3</sup>)

pour la structure étudiée  $p = 4423.766 \text{ t}$

$$1,5 S \gamma Z = 1,5 \times 441 \times 1 \times 2 = 1323 \text{ t}$$

$$p = 4423.766 \text{ t} \geq 1323 \text{ t} \rightarrow \text{CV}$$

$$p \geq 1,5 S \gamma Z \Rightarrow \text{la structure est stable}$$

**7.4.9 Ferrailage du radier****Ferrailage de la dalle**

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

- le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur en flexion simple
- la fissuration est considérée comme préjudiciable

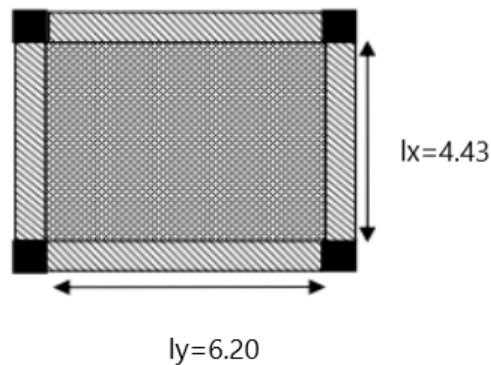


FIGURE 7.4 – dalle sur 04 appuis

**Détermination des efforts**

charge pour une bande de 1m

$$q = \sigma_m \left( \frac{L}{4} \right) 1m$$

le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 4.43 \text{ m}$$

$$L_y = 6.20 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.43}{6.20} = 0,78 \geq 0,4 \Rightarrow \text{la dalle porte suivant les deux directions.}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \rightarrow$$

suivant la direction  $L_x$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow$$

suivant la direction  $L_y$

**7.4.10 Etat limite Ultime(E.L.U)**

$$q_u = \sigma_m \left( \frac{L}{4} \right) 1m = 188.28 \text{ KN/ml}$$

**7.4.11 Etat limite Service(E.L.S)**

$$q_s = \sigma_m \left( \frac{L}{4} \right) 1m = 146.19 \text{ KN/ml}$$

**Situation accidentelle**

$$q_{acc} = \sigma_m \left( \frac{L}{4} \right) 1m = 110.75 \text{ KN/ml}$$

	$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_x(\text{KN.m})$	$M_y(\text{KN.m})$
E.L.U	4,43	6,2	0,78	0,0584	0,5608	215,78	121,00
E.L.S	4,43	6,2	0,78	0,0650	0,6841	186,48	127,57

les moments maximums Sont calculés comme suit :

$$M_{ax} = 0,5M_x; M_{tx} = 0,85M_x$$

$$M_{ay} = 0,5M_y; M_{ty} = 0,85M_y$$

sens	$M_{\text{appui}}$	$M_{\text{travée}}$	$M_{\text{appui}}$	$M_{\text{travée}}$
sens X	107,89	161,84	93,24	139,86
sens Y	60,5	90,75	63,5	95,25

### Calcul des armatures

#### Enrobage

Fissuration préjudiciable  $\rightarrow a = 2 \text{ cm}$

$$C_x = a + \frac{\phi}{2} \quad (7.4)$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \quad (7.5)$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm} \quad (7.6)$$

$$(7.7)$$

on prend  $\phi = 2 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } C_x = a + \frac{\phi}{2} = 3 \text{ cm}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} = 5 \text{ cm}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 40 - 3 = 37 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

#### 7.4.12 Sens X-X

##### En appui

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

$$M_u = 107.89 \text{ kN m/ml} = 107890 \text{ N m/ml} \quad (7.8)$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{107890}{14.2 \times 100 \times 37^2} = 0.055 \leq \mu_{AB} = 0.392 \quad (7.9)$$

$$1000\epsilon_s \geq 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \quad (7.10)$$

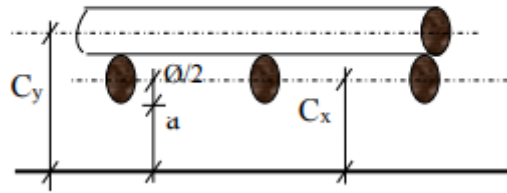


FIGURE 7.5 – L'enrobage

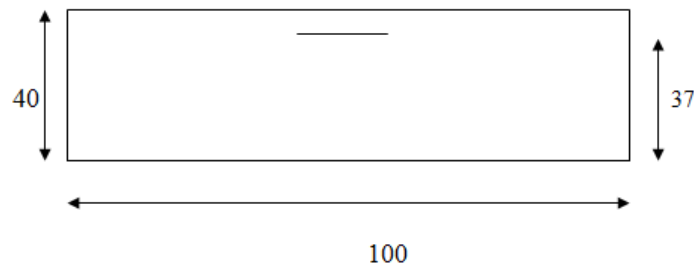


FIGURE 7.6 – section de calcul en appui xx

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0707$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.971$$

#### Détermination des armatures

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{107890}{348 \times 0.971 \times 37} = 8,68 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (7.11)$$

#### condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.2 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times h = 0.2 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 37 = 4.46 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (7.12)$$

$$A_t = \max(A_u; A_{min}) = 8.68 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (7.13)$$

#### choix des armatures

$$6T16/\text{ml} = 12.08 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad T16 \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

**État limite service (E.L.S)**

$$M_s = 93240 \text{ N m}$$

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 12,08/100 = 1.81 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,81 \times 37 = 134 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -1.81 + \sqrt{134 + 1,81^2} = 10 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + 15 A (d - Y_1)^2 = \frac{100(10)^3}{3} + 15 \times 12,08 \times (37 - 10)^2 = 165428,13 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{93240}{165428,13} = 0,60$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,60 \times 10 = 6,00 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 K \times (d - Y_1) = 15 \times 0,60 \times (37 - 10) = 243 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 243 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

**Conclusion**

les armatures calculées à l'E.L.U ne convient pas et doivent être recalculé à l'E.L.S

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_b \geq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{cases} \quad (7.14)$$

**Détermination des armatures à l'Etat limite de service**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s b d^2} = \frac{107890}{240 \times 100 \times 37^2} = 0,0033$$

$$\mu_1 = 0,0033 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,661 \\ k_1 = 27,02 \end{cases} \quad (7.15)$$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{240}{27,02} = 8,88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \beta_1 d} = \frac{1}{111 \times 0,11 \times 11} = 11,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**choix des armatures**

$$1T10/\text{ml} \rightarrow A = 11,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T10 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

**En travée****Etat limite ultimes(E.L.U)**

$$M_{ax}^u = 161840 \text{ N m} \quad (7.16)$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{161840}{14,2 \times 100 \times 37^2} = 0,083 \leq \mu_{AB} = 0,392 \quad (7.17)$$

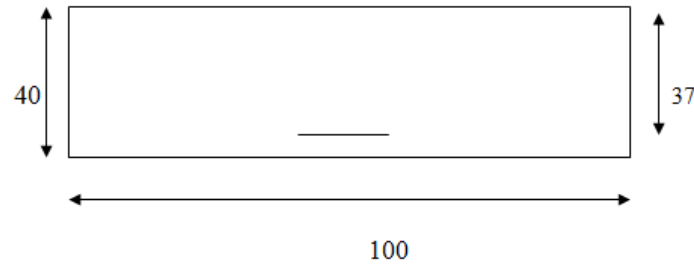


FIGURE 7.7 – Section de calcul de débord

$$1000\epsilon_s \geq 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \quad (7.18)$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.104; \beta = 0.958$$

$$A = \frac{161840}{348 \times 0.958 \times 37} = 13.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**choix des armatures**

$$7T16/\text{ml} \rightarrow A = 14.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T16 \rightarrow e = 13 \text{ cm}$$

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

$$M_{ax}^s = 139\,860 \text{ kN m}$$

Fissuration préjudiciable

$$\Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min[\frac{2}{3} \cdot f_e; 15\eta] = 240 \text{ MPa} \end{cases} \quad (7.19)$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times 12,08/100 = 1.81 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,81 \times 37 = 133.86 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -1.81 + \sqrt{133.86 + 1.81^2} = 13.52 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + 15 A (d - Y_1)^2 = \frac{100(13.52)^3}{3} + 15 \times 12,08 \times (37 - 13.52)^2 = 186\,575.21 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{139860}{186575.21} = 0,74$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,74 \times 13,52 = 10,00 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 K \times (d - Y_1) = 15 \times 0,74 \times (37 - 13.52) = 260.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 260 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

**Conclusion**

les armatures calculées à l'E.L.U ne convient pas pour l'E.L.S et doivent être recalculées

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s \geq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{cases} \quad (7.20)$$

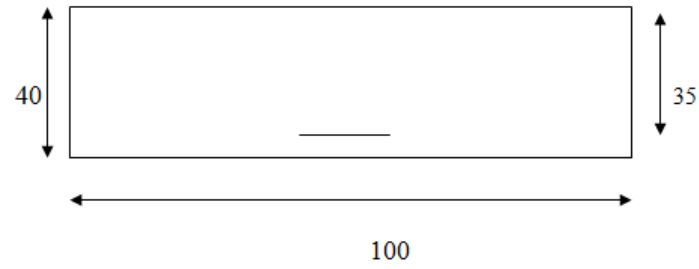


FIGURE 7.8 – Section de calcul en travée y-y

**Détermination des armatures à l'Etat limite de service**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s b d^2} = \frac{139860}{240 \times 100 \times 37^2} = 0.0043$$

$$\mu_1 = 0.0043 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.661 \\ k_1 = 27.02 \end{cases} \quad (7.21)$$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{240}{27.02} = 8.88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \beta_1 d} = \frac{1}{111 \times 0.11 \times 11} = 11.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**choix des armatures**

$$1T10/\text{ml} \rightarrow A = 11.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T10 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

**7.4.13 Sens y-y****En travée****Etat limite Ultime(E.L.U)**

$$M_u = 90.75 \text{ daN m/ml} = 90\,750 \text{ N m/ml} \quad (7.22)$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{90750}{14.2 \times 100 \times 35^2} = 0.052 \leq \mu_{AB} = 0.392 \quad (7.23)$$

$$1000\epsilon_s \geq 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \quad (7.24)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.066$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.973$$

**Détermination des armatures**

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{90750}{348 \times 0.973 \times 35} = 7,65 \text{ cm}^2 \quad (7.25)$$

**condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.2 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times h = 0.2 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 35 = 4.22 \text{ cm}^2 \quad (7.26)$$

$$A_t = \max(A_u; A_{min}) = 7.65 \text{ cm}^2 \quad (7.27)$$

**choix des armatures**

$$4T16/ml = 8.04 \text{ cm}^2/ml \quad (7.28)$$

$$T16 \rightarrow e = 13 \text{ cm} \quad (7.29)$$

$$(7.30)$$

**État limite service (E.L.S)**

$$M_s = 95250 \text{ N m}$$

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 7,65/100 = 1.15 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,15 \times 35 = 80.4 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -1.15 + \sqrt{80,5 + 1.15^2} = 8.00 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + 15 A (d - Y_1)^2 = \frac{100(8)^3}{3} + 15 \times 8,04 \times (35 - 8)^2 = 104984.06 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{95250}{104984,06} = 0,90$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,90 \times 8 = 7,26 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 K \times (d - Y_1) = 15 \times 0,9 \times (35 - 8) = 364.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 364.5 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

**Conclusion**

les armatures calculées à l'E.L.U ne convient pas et doivent être recalculé à l'E.L.S

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_b \geq \bar{\sigma}_s = 15 \text{ MPa} \end{cases} \quad (7.31)$$

**Détermination des armatures à l'état limite de service**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s b d^2} = \frac{95250}{240 \times 100 \times 35^2} = 0.00343$$

$$\mu_1 = 0.00343 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.379 \\ k_1 = 37,63 \end{cases} \quad (7.32)$$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{240}{37,63} = 6,38 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq$$

$$A_s = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{95250}{240 \times 0,379 \times 35} = 7,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**choix des armatures**

$$4T16/\text{ml} \rightarrow A = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T16 \rightarrow e = 13 \text{ cm}$$

**En appui****Etat limite ultimes(E.L.U)**

$$M_{ax}^u = 60\,500 \text{ N m} \quad (7.33)$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{60\,500}{14,2 \times 100 \times 35^2} = 0,034 \leq \mu_{AB} = 0,392 \quad (7.34)$$

$$1000\epsilon_s \geq 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa} \quad (7.35)$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,043; \beta = 0,982$$

$$A = \frac{60\,500}{348 \times 0,982 \times 35} = 5,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**choix des armatures**

$$4T16/\text{ml} \rightarrow A = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T16 \rightarrow e = 13 \text{ cm}$$

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

$$M_{ax}^s = 63\,500 \text{ N m}$$

Fissuration préjudiciable

$$\Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min[\frac{2}{3} \cdot f_e; 15\eta] = 240 \text{ MPa} \end{cases} \quad (7.36)$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times 8,04/100 = 1,21 \text{ cm}$$

$$E = 30 \times D \times d = 30 \times 8,04 \times 35 = 84,42 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -1,21 + \sqrt{84,42 + 1,21^2} = 8,05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + 15A(d - Y_1)^2 = \frac{100(8,05)^3}{3} + 15 \times 8,04 \times (35 - 8,05)^2 = 105\,024,33 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{63\,500}{105\,024,33} = 0,60$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,6 \times 8,05 = 4,83 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) = 15 \times 0,6 \times (35 - 8,05) = 242,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 242,55 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

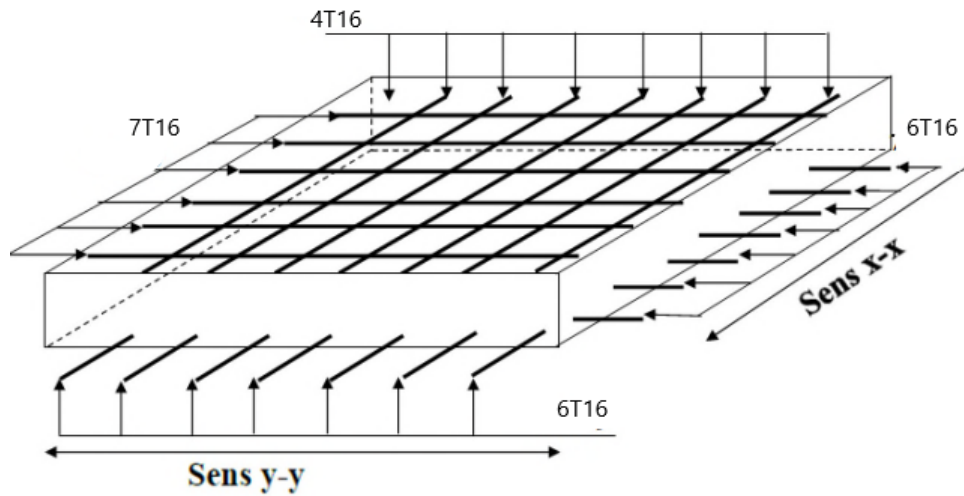


FIGURE 7.9 – Schéma de ferrailage de radier

### Conclusion

les armatures calculées à l'E.L.U ne convient pas pour l'E.L.S et doivent être recalculées

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s \geq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{cases} \quad (7.37)$$

### Détermination des armatures à l'Etat limite de service

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s b d^2} = \frac{63500}{240 \times 100 \times 25^2} = 0.0022$$

$$\mu_1 = 0.0022 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.661 \\ k_1 = 27.02 \end{cases} \quad (7.38)$$

### Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{240}{27.02} = 8.88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq$$

$$A_s = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{1}{111 \times 0.11 \times 11} = 11.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### choix des armatures

$$1T10/\text{ml} \rightarrow A = 11.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T10 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

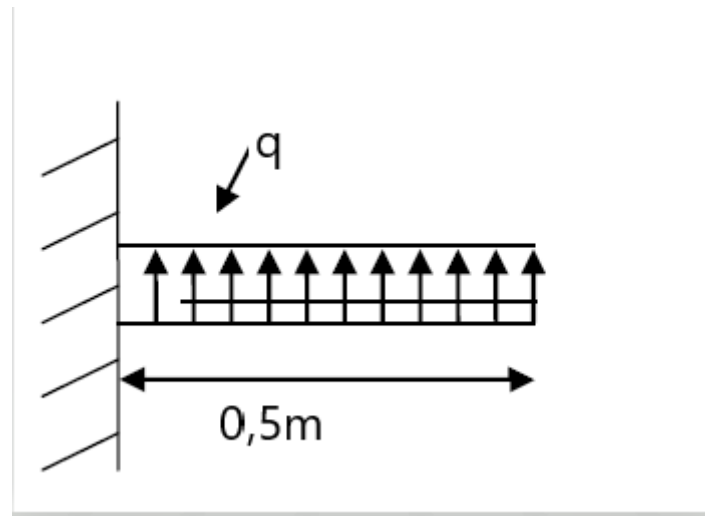


FIGURE 7.10 – Schéma statique du débord

### Schéma de ferrailage du radier

#### 7.4.14 Ferrailage du débordement

le débordement est de 90 cm de chaque côté

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

$$q_u = 170.23 \text{ kN/m}^2$$

pour une bonde de 1m de largeur

$$q_u = 108.1 \times 1 = 170.23 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = -21.27 \text{ KN m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{21270}{14.20 \times 100 \times 35^2} = 0.012$$

$$\mu = 0.012 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' \text{ et } 1000\epsilon_s \geq 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.015; \beta = 0.993$$

$$A_{ax}^u = 1.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.2 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times h = 0.2 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 35 = 4.23 \text{ cm}^2 \quad (7.39)$$

$$A_t = \max(A_u; A_{min}) = 4.23 \text{ cm}^2 \quad (7.40)$$

**choix des armatures**

$$4T12/ml = 4.62 \text{ cm}^2/ml \quad (7.41)$$

$$T12 \rightarrow e = 25 \text{ cm} \quad (7.42)$$

$$(7.43)$$

**État limite service (E.L.S)**

$$q_s = 123,52 \text{ kN/m}^2$$

$$M_s = -15.44 \text{ kN m}$$

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 4,62/100 = 0.69 \text{ cm}$$

$$E = 30 \times D \times d = 30 \times 4,62 \times 35 = 48.51 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -0.69 + \sqrt{48,51 + 0,69^2} = 6.31 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + 15 A (d - Y_1)^2 = \frac{100(6,31)^3}{3} + 15 \times 4,62 \times (35 - 6,31)^2 = 65416.59 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{15440}{65416.5} = 0,23$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,23 \times 6,31 = 1,45 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 K \times (d - Y_1) = 15 \times 0,23 \times (35 - 6,31) = 98.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 98.98 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

**Conclusion**

les armatures calculées à l'E.L.U convient pour l'E.L.S

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 15 \text{ MPa} \end{cases} \quad (7.44)$$

**7.4.15 Ferrailage des poutres****Charge équivalente**

pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur), ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M, T) provoquées par le chargement réel et celle données par une charge désignée par (q équivalente)

**7.4.16 Accidentelle****poutres principales**

$$q_1 = [\bar{q}_1 \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2}] \frac{2}{l_y}$$

$$q_1 = [170,23 \frac{6,20 + (6,20 - 4,43)}{2}] \frac{2}{6,20}$$

$$q_1 = 218.83 \text{ KN}$$

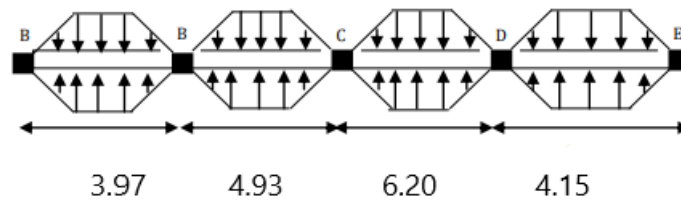


FIGURE 7.11 – Distribution des charges sur les poutres principales

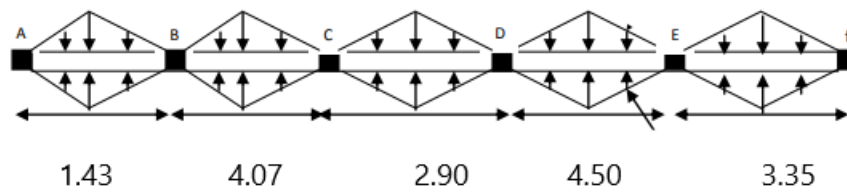


FIGURE 7.12 – Distribution des charges sur les poutres secondaires

### poutres principales

$$q_1 = [\bar{q}_1 \frac{L_x}{2}] \frac{2}{l_x}$$

$$q_1 = [170, 23 \frac{4,43}{2}] \frac{2}{4,43}$$

$$q_1 = 170,23 \text{ KN}$$

	Etat limite ultime(E.L.U)	Etat limite service(E.L.S)
poutres principales	218,83	158,78
poutres secondaires	158,78	123,52

### poutres principales

Avec

$\bar{q}_1$  : charges provenant du radier

$q_1$  : charge équivalente

$M_i$  : sollicitations réelle apportées par les poteaux

### Poutres secondaires

les résultats des moments sont récapitulés dans le tableau suivant

Sollicitations	Poutres principales		Poutres secondaires	
	travée	appui	travée	appui
$M_u(KN.m)$	642.17	525.17	272.57	200.89
$M_{acc}(KN.m)$	881	1560	282	646
$M_s(KN.m)$	465.10	380.36	203.37	149.89
$T(KN)$		2153		1002
$A_u(cm^2)$	15.5	28	10.9	11.09
$A_s(cm^2)$	10.9	10.09	13.3	22.2
$A_{acc}(cm^2)$	6.3	12.7	7.9	10
$A = \max(A_u; A_{acc}; A_s)$	15.2	28	13.3	22.2
choix des armatures	10T16	10T20	10T14	10T18
	$A = 20cm^2$	$A = 31.40cm^2$	$A = 15.39cm^2$	$A = 25.43cm^2$

### Vérification de l'effort tranchant

#### poutre au sens principales

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{2153000}{218 \times 100 \times 100} = 0.98 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0, 15.f_{c28}/1, 5; 4MPa) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.98 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre

#### poutre aux sens secondaire

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1002000}{158 \times 100 \times 100} = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0, 15.f_{c28}/1, 5; 4MPa) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.63 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre

### 7.4.17 Ferrailage des poutres

#### poutre principale

#### poutre secondaire

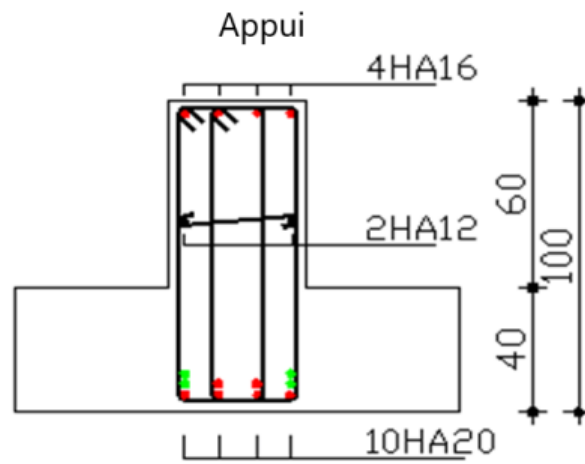


FIGURE 7.13 – Ferrailage de la poutre principale en appui

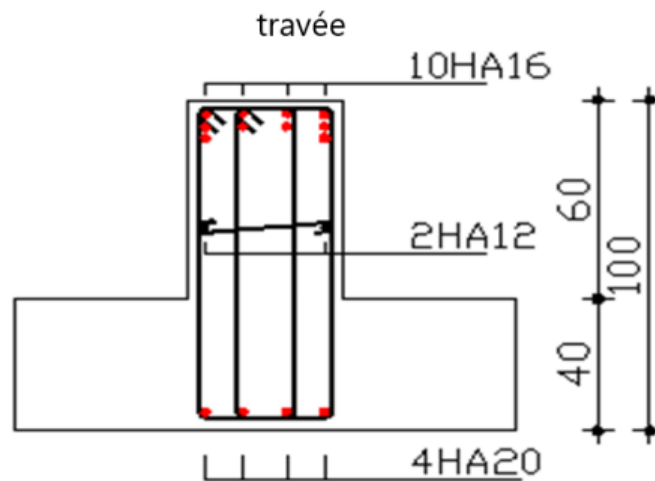


FIGURE 7.14 – Ferrailage de la poutre principale en travée

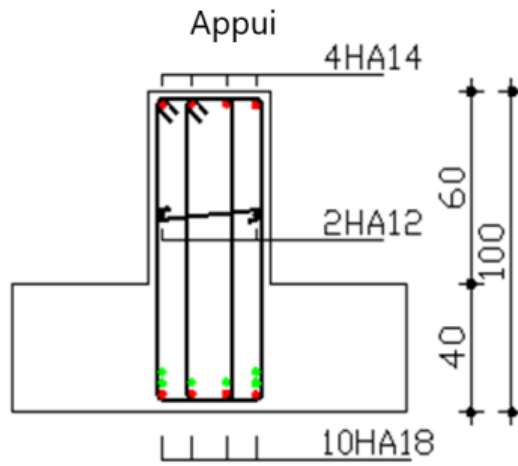


FIGURE 7.15 – Ferrailage de la poutre secondaire en appui

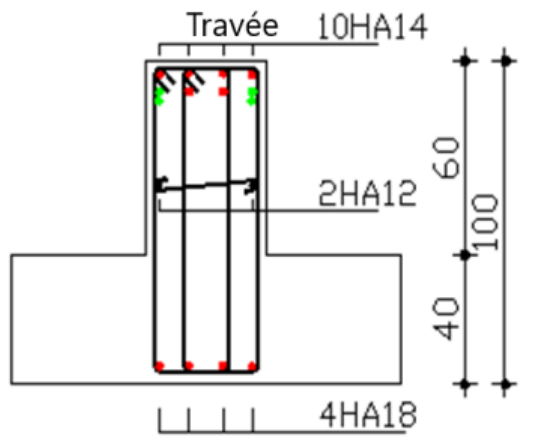


FIGURE 7.16 – Ferrailage de la poutre secondaire en travée

---

## Conclusion générale

---

La recherche du bon comportement de la structure nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions, dont les plus importantes sont :

- La simplicité de la structure nous permet de prévoir aisément son comportement en cas de séisme
- Il est plus facile d'obtenir un bon comportement dynamique vis-à-vis des sollicitations-sismiques, lorsque la structure est symétrique
- Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une bonne répartition des charges entre les portiques et les voiles (interaction) et de limiter les effets de torsions (moment de torsion)
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié les effets du second ordre (effet P-delta)
- Nous avons vérifié les moments résistants ultimes dans les poteaux et les poutres au niveau des zones nodales et nous avons constaté qu'il n'y a pas de risque de formation de rotules plastiques dans les poteaux avant les poutres

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en faisant le choix adéquat des sections de béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

---

# Bibliographie

---

- [1] Béton armé. Règles BAEL-Jean PERCHAT
- [2] calcul des ouvrages en béton armé-M.BELAZOUGUI (office des publication universitaire 1991)
- [3] cours de béton armé BAEL91-jean-piere MOUGIN-(EYROLLES1992)
- [4] D.T.R.B.C-2.48Règles para-sismiques algériennes(RPA)
- [5] D.T.R.B.C-2.2 charges permanentes et charges d'exploitation
- [6] Règle de conception et de calcul des structures en Béton Armé BAEL
- [7] Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études
- [8] PERCHAT, jean. Béton armé. Règles BAEL-Ossatures et éléments courants[en ligne]. In :Techniques de l'ingénieur.

## Outils informatiques

Logiciel AUTOCAD  
Logiciel ETABS  
Logiciel EXCEL  
Logiciel RDM6